



Nuno Gandum Alvarez

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Avaliação laboratorial de misturas de solo-cimento com baixo teor de cimento

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo, FCT-
UNL

Júri:

Presidente: Doutora Carla Alexandra da Cruz Marchão
Arguente: Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogal: Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo

Setembro 2020



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Avaliação laboratorial de misturas de solo-cimento com baixo teor de cimento

Copyright © Nuno Gandum Alvarez, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A elaboração desta dissertação pode ser discriminada em dois períodos, tendo recebido orientação distinta em cada um deles. Assim, pretendo deixar aqui o meu igual reconhecimento e agradecimento aos professores que tornaram possível a realização deste trabalho:

À Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana, que orientou o meu trabalho durante o primeiro e mais longo período da sua execução, a minha sincera gratidão por todo o apoio e entusiasmo demonstrado por este estudo. Foram factores determinantes para que eu tenha adquirido um “carinho” especial por este tema (por vezes até excessivo) e que, por muito atribulada que tenha sido esta jornada, nunca tenha ponderado a hipótese de deixar o trabalho por concluir. Quero ainda pedir desculpa pela falta de disponibilidade que tantas vezes demonstrei, espelho de uma nova etapa pessoal, e garantir-lhe, mais uma vez, que nunca se tratou de uma questão de falta de empenho.

Ao Professor Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo, que retomou a orientação do meu trabalho e possibilitou a sua conclusão, a minha sincera gratidão pela sua proactividade no “resgate” deste trabalho, pelo seu rigor científico e por todo o seu contributo que permitiu elaborar um trabalho mais completo e, por extensão, concluir esta etapa com um sentimento genuíno de realização académica.

À Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL), o meu agradecimento pela disponibilização do equipamento e material dos laboratórios do Departamento de Engenharia Civil (DEC), assim como pelo auxílio prestado pelos técnicos de laboratório, cuja experiência, disponibilidade e boa-

disposição muito facilitaram a concretização da campanha experimental.

Ao Grupo CIMPOR, à construtora MSP&Filhos e aos técnicos destas empresas que acompanharam a fase inicial deste trabalho, a minha gratidão por todos os recursos disponibilizados que permitiram estudar a obra executada em Caminha e as restantes derivações desse caso-de-estudo. Um agradecimento especial ao Eng.º António Mesquita, incansável no seu cuidado em transmitir conhecimento e em mostrar-se disponível para todas as minhas questões técnicas, mesmo fora do âmbito deste estudo.

Por fim, à minha namorada e companheira, que me acompanhou durante este longo período e que, sendo a única outra pessoa totalmente a par das dificuldades que intervieram na realização desta dissertação, sempre me ajudou a manter este objectivo presente, o meu maior agradecimento. O seu apoio incondicional foi indispensável em todos os momentos, como só ela sabe.

Resumo

O solo-cimento é uma solução construtiva com diversas aplicações conhecidas que permite melhorar o desempenho mecânico dos solos naturalmente presentes nas zonas a intervencionar, dotando-os de uma maior capacidade resistente. Este trabalho surge na sequência da utilização desta técnica, em obra, como solução final no tratamento de caminhos florestais. O baixo teor de ligante utilizado e as elevadas solicitações a que a solução foi sujeita levantaram algumas questões de oportunidade, promovendo assim este estudo como forma de avaliar esta solução construtiva.

Esta avaliação consistiu em reproduzir, em laboratório, a solução preconizada na obra, usando o mesmo teor de ligante para determinar o ganho de resistência efectivo dos solos tratados. Para esse efeito, foram executados diversos provetes que simulam o tratamento efectuado e posteriormente sujeitos a ensaios de resistência à compressão uniaxial.

Os resultados obtidos não apenas justificam o bom desempenho da solução executada, como também reforçaram o interesse das várias entidades envolvidas em continuar a sua exploração e promover a sua aplicação como solução final em situações semelhantes. Estes resultados foram ainda comparados com alguns trabalhos presentes na bibliografia existente sobre este tema, como forma de complementar e atestar este estudo.

Palavras-Chave: Solo-Cimento; Teor de cimento; Compactação; Ensaio Proctor; Resistência à compressão.

Abstract

Soil-cement is a constructive solution with several known applications that enhances the mechanical performance of the soils naturally present in areas to be intervened, giving them a greater bearing capacity. This work follows the use of this technique, on a construction site, as a solution chosen in the treatment of forest paths. The low content of binder used and the high demands to which the solution was subjected raised some questions of opportunity, thus promoting this study to evaluate this constructive solution.

This validation consisted of replicating, in the laboratory, the solution recommended in the field, using the same binder content to determine the resistance gain of the treated soils. For this purpose, several samples were executed to simulate the treatment carried out and subsequently subjected to uniaxial strength tests.

The results obtained not only justify the good performance of the solution in the field, but also reinforced the interest of the various entities involved in continuing its exploration and promoting its application as a technique in similar situations. These results were also compared with some works present in the existing bibliography on this topic, as a way to complement and verify this study.

Key words: Soil-Cement; Cement content; Compaction; Proctor test; Compressive strength.

Índice de Matérias

Índice de Figuras	ix
--------------------------	-----------

Índice de Tabelas	xi
--------------------------	-----------

Glossário	xiii
------------------	-------------

1.1	Enquadramento	1
1.1.1	Estabilização de Solos	1
1.1.2	Caso de Estudo	2
1.2	Estudo	3
1.2.1	Problema	3
1.2.2	Objectivo	4
1.3	Organização do Documento	5
2.1	Métodos de Estabilização de Solos	7
2.1.1	Estabilização mecânica	7
2.1.2	Estabilização física	11
2.1.3	Estabilização química	11
2.2	Estabilização de Solos – Solo-Cimento	12
2.2.1	Vantagens do Solo-Cimento – Solução Final em Caminhos Rurais	13
2.2.2	Técnica de Construção e Especificações Técnicas	14
2.2.3	Metodologia de Formulação	18
2.2.4	Revisão de Bibliografia Existente em Solo-Cimento	22
2.2.4.1	Resistência à compressão simples	23
2.2.4.2	Resistência à compressão simples para misturas saturadas	27
2.2.4.3	Resistência à tracção	31
2.2.4.4	Limites de consistência (Atterberg)	33
2.2.4.5	Peso volúmico pós-cura	34

2.2.4.6	Redução do volume da amostra ou do teor em água durante o endurecimento	35
2.2.4.7	Condutividade térmica	37
2.2.4.8	Resistência à água – Permeabilidade	38
2.2.4.9	Resistência à água – Absorção de água por capilaridade	39
2.2.4.10	Resistência à água – Ciclos molhagem-secagem e gelo-degelo	40
2.2.4.11	Influência da compactação na resistência à compressão	41
3.1	Introdução e Planeamento	47
3.2	Identificação dos Materiais	48
3.2.1	Solo	48
3.2.2	Cimento	50
3.2.3	Água	51
3.3	Preparação de Amostras	51
3.4	Análise Granulométrica de Solos	54
3.5	Ensaio de Compactação de Solo – Ensaio Proctor	58
3.6	Ensaio de Compactação de Solo – Adaptação Marshall	59
3.7	Fabrico em Laboratório dos Provetes de Solo-Cimento	64
3.8	Resistência Mecânica dos Solos	68
4.1	Introdução	73
4.2	Resistência à Compressão Uniaxial	73
4.3	Comparação com Resultados da Bibliografia	77
5.1	Considerações Finais	81
5.2	Desenvolvimentos Futuros	83
5.3	Epílogo	83
	Referências Bibliográficas	85
	Anexo A	89
	Anexo B	94
	Anexo C	96

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Curva de compactação Proctor (Machado, 2015)	11
Figura 2.2 – Equipamento do método <i>Speedy</i> (http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta_T.pdf).....	16
Figura 2.3 – Cilindro de rolos de pés de carneiro	17
Figura 2.4 – Equipamento para ensaio CBR (http://community.dur.ac.uk/~des0www4/cal/roads/pavdes/pavfound.html).....	20
Figura 2.5 – Ensaio de compressão diametral (Machado, 2015)	21
Figura 2.6 – Ensaio RCU (Machado, 2015)	21
Figura 2.7 – Relação tensão-deformação axial para solo tratado e não-tratado com diferentes conteúdos iniciais de água e teor de cimento, 28 dias de cura (Pakbaz e Alipour, 2012).....	24
Figura 2.8 – Curva tensão-deformação de solo tratado e não-tratado (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004).25	
Figura 2.9 – Efeito do período de cura na resistência à compressão para diferentes concentrações de cimento (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)	25
Figura 2.10 – Resistência à compressão simples para solo não-tratado e tratado c/ 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	27
Figura 2.11 – Efeito do tratamento com cimento na resistência à compressão de um solo de Aberdeen (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)	27
Figura 2.12 – Resistência à compressão para amostras saturadas e não-saturadas (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)	28
Figura 2.13 – Efeito da saturação na resistência à compressão para um tratamento com 6% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	29
Figura 2.14 – Efeito da saturação na resistência à compressão simples, 10% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	30
Figura 2.15 – Efeito do tratamento com cimento na resistência à compressão de um solo de Aberdeen, saturado (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)	31
Figura 2.16 – Efeito do tratamento com cimento na resistência à compressão de um solo de Aberdeen, saturado e não-saturado (Sariosseiri e Muhunthan, 2009).....	31
Figura 2.17 – Resistência à tração (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)	32
Figura 2.18 – Resistência à tração por compressão diametral para amostras não-tratadas e tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)	32
Figura 2.19 – Efeito do teor em cimento nos limites de Atterberg, conteúdo em água de 70% (Pakbaz e Alipour, 2012)	33
Figura 2.20 – Limites de consistência num solo de Aberdeen, conteúdo em água de 27% (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)	34
Figura 2.21 – Influência do teor em cimento no peso-volumico, com diferentes conteúdos em água e períodos de cura (Pakbaz e Alipour, 2012)	35
Figura 2.22 – Efeito do teor em cimento na redução de volume (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)	36
Figura 2.23 – Solidificação num solo de Aberdeen (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)	37
Figura 2.24 – Efeito do conteúdo de cimento na condutividade (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004).....	38
Figura 2.25 – Efeito do teor de cimento na permeabilidade (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)	38
Figura 2.26 – Absorção de água por capilaridade para amostras com 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	40
Figura 2.27 – Índice de durabilidade após ciclos de molhagem-secagem em amostras tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	41
Figura 2.28 – Índice de durabilidade após ciclos de molhagem-secagem em amostras tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	41

Figura 2.29 – Efeito do método de compactação na resistência à compressão de amostras saturadas e não-saturadas (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)	42
Figura 2.30 – Influência da porosidade na resistência à compressão (Vitali, 2008).....	43
Figura 2.31 – Influência do teor em água na resistência à compressão (Vitali, 2008)	43
Figura 2.32 – Influência do teor de cimento na resistência à compressão (Vitali, 2008)	44
Figura 2.33 – Relação entre a resistência à compressão de um solo e a sua razão V_v/V_c (Vitali, 2008)...	44
Figura 2.34 – Relação entre a resistência à compressão de um solo e a sua razão V_v/V_c , factorizada (Vitali, 2008).....	45
Figura 3.1 – Localização dos pontos de amostragem (concelho de Caminha)	49
Figura 3.2 – Amostras de solo dispostas em laboratório	50
Figura 3.3 – Amostra de solo disposta em camada uniforme	50
Figura 3.4 – Esquema do ensaio preconizado na especificação LNEC E 195 (1966) – Correia (1980).....	52
Figura 3.5 – Repartidor e esquartelamento do solo	53
Figura 3.6 – Fuso granulométrico, solo xistoso.....	56
Figura 3.7 – Fuso granulométrico, solo saibroso.....	57
Figura 3.8 – Ensaio de compactação manual leve, solo saibroso	58
Figura 3.9 – Ensaio de compactação manual pesado, solo saibroso.....	59
Figura 3.10 – Compactador automático Marshall	60
Figura 3.11 – Ensaio de compactação automático pesado, solo saibroso.....	61
Figura 3.12 – Comparação das compactações pesadas manual e automática.....	62
Figura 3.13 – Comparação final, incluindo calibração da compactação automática	63
Figura 3.14 – Ensaio de compactação automático pesado c/ 30 pancadas – Solo Xistoso	64
Figura 3.15 – Prensa eléctrica Zwick	69
Figura 3.16 – Rupturas satisfatórias para provetes cilíndricos, NP EN 13286-41.....	69
Figura 3.17 – Ensaio de compressão uniaxial, solo saibroso.....	70
Figura 3.18 – Ensaio de compressão uniaxial, solo xistoso.....	71
Figura 4.1 – Média dos valores máximos obtidos	74
Figura 4.2 – Resultados finais, solo saibroso	75
Figura 4.3 – Resultados finais, solo xistoso	75

Índice de Tabelas

Tabela 1.1 – Quantidades típicas de cimento para diferentes tipos de solo (ACI, 1990)	4
Tabela 2.1 – Tipos de moldes Proctor normalizados (EN 13286-2, 2004).....	9
Tabela 2.2 – Diferentes métodos normalizados para realização do Ensaio Proctor (EN 13286-2, 2004) ..	10
Tabela 2.3 – Valores normalizados para ensaio CBR (LNEC E 198, 1967)	20
Tabela 2.4 – Resistência à compressão simples (MPa) para solo não-tratado e tratado c/ 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	26
Tabela 2.5 – Perda de resistência à compressão simples devido à saturação, 6% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	29
Tabela 2.6 – Perda de resistência à compressão simples devido à saturação, 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)	30
Tabela 2.7 – Variação da redução de volume com diferentes conteúdos de água, areia e/ou cimento (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004).....	36
Tabela 2.8 – Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) para amostras com 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)	39
Tabela 2.9 – Efeito de ciclos de molhagem-secagem em amostras não-tratadas e tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)	40
Tabela 2.10 – Efeito de ciclos de gelo-degelo em amostras não-tratadas e tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004).....	41
Tabela 3.1 - Valores característicos da Amostra 1 de solo xistoso.....	54
Tabela 3.2 – Análise granulométrica do material grosso da Amostra 1, solo xistoso	55
Tabela 3.3 – Análise granulométrica do material fino da Amostra 1, solo xistoso	55
Tabela 3.4 – Valores finais de compactação após calibração do compactador automático Marshall – Solo saibroso.....	63
Tabela 3.5 – Regimes de cura aplicáveis aos provetes de ensaio dos solos ligados com cimento antes da realização dos ensaios de compressão	65
Tabela 3.6 – Critérios de validação de provetes de solo saibroso	66
Tabela 3.7 – Valores de teor em água e peso volúmico obtidos e respectiva validação.....	67
Tabela 3.8 – Critérios de validação de provetes de solo xistoso	67
Tabela 3.9 – Valores de teor em água e peso volúmico obtidos e respectiva validação.....	68
Tabela 4.1 – Média dos valores máximos obtidos, Solo Xistoso	74
Tabela 4.2 – Média dos valores máximos obtidos, Solo Saibroso.....	74
Tabela 4.3 – Valores máximos, Solo Xistoso.....	76
Tabela 4.4 – Valores máximos, Solo Saibroso	76
Tabela 4.5 – Desvio nos resultados obtidos, Solo Xistoso	77
Tabela 4.6 – Desvio nos resultados obtidos, Solo Saibroso	77
Tabela 4.7 – Análise comparativa com Bahar, 2004	78
Tabela 4.8 – Análise comparativa com Cruz, 2004	78
Tabela 4.9 – Análise comparativa com Sariosseiri et al, 2009	79
Tabela C.1.1 – Análise granulométrica da Amostra 1, Solo Xistoso	96
Tabela C.1.2 – Análise granulométrica da Amostra 2, Solo Xistoso	97
Tabela C.1.3 – Análise granulométrica da Amostra 3, Solo Xistoso	98
Tabela C.1.4 – Análise granulométrica da Amostra 1, Solo Saibroso.....	99
Tabela C.1.5 – Análise granulométrica da Amostra 2, Solo Saibroso.....	100

Glossário

Acrónimos

ABGE	Agregado Britado de Granulometria Extensa
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBR	California Bearing Ratio
CM	Câmara Municipal
EN	European Norm
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NP	Norma Portuguesa
RCU	Resistência à Compressão Uniaxial

Abreviaturas

CH	Argila gorda
CL	Argila magra
GC	Cascalho argiloso
GM	Cascalho siltoso
GP	Cascalho mal graduado

GW	Cascalho bem graduado
LL	Limite de liquidez
MH	Silte elástico (gordo)
ML	Silte (magro)
PI	Índice de plasticidade
PL	Limite de plasticidade
SC	Areia argilosa
SM	Areia siltosa
SP	Areia mal graduada
SW	Areia bem graduada

Símbolos

d	Diâmetro
E_c	Energia de compactação
F_f	Percentagem de material fino
F_g	Percentagem de material grosso
h	Altura
k	Coefficiente de permeabilidade
m_1	Massa do material grosseiro
m_2	Massa do material fino
m_f	Massa da amostra de material fino
m_t	Massa total da amostra seca
R_c	Classe de resistência à compressão

V_c	Volume de cimento
V_v	Volume de vazios
ρ	Peso volúmico seco
ρ_{\max}	Peso volúmico seco máximo
ω	Teor em água
ω_{opt}	Teor em água óptimo

Capítulo 1

1 Introdução

1.1 Enquadramento

1.1.1 Estabilização de Solos

Os solos são elementos complexos e bastante heterogêneos, sendo muitas vezes difícil modelar o seu comportamento de forma fiável. No entanto, são também dos elementos mais importantes para a construção civil, seja devido à sua disponibilidade e baixo custo como material de construção, seja porque servem usualmente de base para as estruturas a construir. Assim, é necessário garantir que o comportamento de um solo sobre o qual se pretende executar uma obra é adequado.

A necessidade de melhorar a trabalhabilidade e características dos solos já remonta a tempos antigos, sendo que existem registos de povos anteriores aos Romanos que usavam a cal como agente estabilizador de solos (Kezdi, 1979). Os Gregos e os Romanos viriam posteriormente a melhorar esta técnica. Segundo Castro (1970), os Romanos chegaram mesmo a utilizar ligantes pozolânicos (cal aditivada com cinza vulcânica) durante esta evolução tecnológica.

A utilização dos solos naturalmente presentes numa frente de obra permite reduzir não só custos associados à movimentação de terras mas também o impacto ambiental causado pelo seu transporte e pelas alterações paisagísticas consequentes. Quando as características do solo naturalmente presente se consideram inadequadas para a

obra a realizar, e tendo em consideração as adversidades referidas anteriormente, a solução passa por melhorar essas características de forma a que o solo possa responder de forma satisfatória às solicitações que se pretendem impor. Para tal é possível recorrer a diferentes técnicas de estabilização de solos, sendo a adição de ligantes hidráulicos ao solo uma das várias formas de tratamento de solo disponíveis.

1.1.2 Caso de Estudo

Este estudo surge do interesse adquirido numa intervenção realizada em 2016, em Caminha (Viana do Castelo), onde a técnica de estabilização de solos por adição de cimento mostrou ser uma solução eficaz para o problema com que a Câmara Municipal local se deparou. A relevância da solução como caso de estudo deve-se a dois factores principais: o reduzido teor de ligante adicionado (no capítulo 1.2.1 Problema referem-se as percentagens de ligante usualmente preconizadas) e a durabilidade verificada como solução final para beneficiação de caminhos rurais.

Em 2015, o Rali de Portugal regressou à Região do Minho, contando com três especiais – Ponte de Lima, Caminha e Viana do Castelo. No final da prova, o troço de Caminha foi alvo de várias queixas por parte dos pilotos devido à rápida degradação que o piso sofreu durante a prova, provocando diversas desistências e avarias mecânicas. A CM de Caminha decidiu que, para 2016, teria de encontrar uma solução para melhorar e manter a qualidade dos troços durante toda a prova, sem descaracterizar a etapa.

O tratamento das zonas mais degradadas do percurso através da adição de cimento ao solo – solo-cimento – foi a solução escolhida. Apesar do maior investimento inicial, esta solução previa um desempenho bastante superior em relação à solução tradicional de reperfilamento com agregado britado de granulometria extensa (ABGE). O solo-cimento pretendia ainda ser uma solução eficaz, duradoura, capaz de assegurar as condições desportivas e com maior retorno económico a longo prazo.

O trabalho consistiu no espalhamento do cimento com um doseador STREU MASTER RW 12 atrelado a um tractor, utilizando um teor de 3,5% de cimento CEM II/B-L 32,5 N, em relação à massa de solo. Após essa operação realizou-se uma escarificação e mistura com escarificadores BOMAG MPH 122 e WIRTGEN WR 2500 numa espessura de 20 cm. A passagem de uma niveladora trouxe o solo para as cotas

finais. Passagens de cilindro de rolos compactaram a mistura adequadamente após a adição da água, conseguida por meio de um aspersor que acompanhava a niveladora. Os trabalhos terminaram dez dias antes do início da prova, em Maio.

Iniciado o Rali, os troços tratados mantiveram condições semelhantes durante toda a prova, assegurando a igualdade de circunstâncias competitivas para todos os pilotos, independentemente da posição de partida. Após a prova foi possível confirmar que as zonas tratadas com cimento (as mais degradadas na edição de 2015) apresentavam menor degradação que as zonas sem tratamento. A durabilidade da solução continuou a verificar-se quando, em Agosto de 2016, a região de Caminha e Ponte de Lima foi assolada por grandes fogos florestais, tendo a qualidade dos caminhos contribuído para um acesso facilitado e uma resposta mais eficaz por parte dos meios de socorro. Além disso, a exploração madeireira nesta região foi particularmente intensa após os incêndios, devido à grande quantidade de madeira ardida, que dispõe de um período bastante reduzido para ainda ser valorizada. Verificaram-se cerca de duas mil passagens de camiões carregados (com aproximadamente 25 toneladas cada), sem contar com as passagens quando descarregados, em trânsito contínuo. Mais uma vez, os troços tratados subsistiram e não apresentaram o desgaste causado nas restantes zonas e que tanto dificultaram o (reduzido) trânsito nestes caminhos rurais.

Nove meses após o rali e a intensa época de chuva, os troços tratados continuam a apresentar excelentes condições de trânsito, de acordo com a informação transmitida pelos técnicos consultados.

1.2 Estudo

1.2.1 Problema

Os solos são, dada a sua heterogeneidade, elementos de difícil modelação. Assim, o resultado de uma solução como o solo-cimento, cujo solo é o principal constituinte, pode apresentar um desvio padrão elevado, mesmo sob condições de execução semelhantes.

De referir ainda que, segundo o American Concrete Institute Committee (1990), as

percentagens de cimento em relação à massa de solo seco variam tipicamente entre 5% e 13% – Tabela 1.1. Como já foi referido, o teor de cimento adoptado para a obra executada em Caminha foi de apenas 3,5%, uma percentagem consideravelmente reduzida face aos valores tradicionais (mesmo considerando o espectro preconizado para solos grosseiros).

Tabela 1.1 – Quantidades típicas de cimento para diferentes tipos de solo (ACI, 1990)

AASHTO soil classification	ASTM soil classification	Typical range of cement requirement, * percent by weight	Typical cement content for moisture-density test (ASTM D558), percent by weight
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3 to 5	5
A-1-b	GM, GP, SM, SP	5 to 8	6
A-2	GM, GC, SM, SC	5 to 9	7
A-3	SP	7 to 11	9
A-4	CL, ML	7 to 12	10
A-5	ML, MH, CH	8 to 13	10
A-6	CL, CH	9 to 15	12
A-7	MH, CH	10 to 16	13

Os bons resultados verificados originam assim algumas questões do ponto de vista científico:

- Por que razão, apesar da dosagem reduzida de cimento, se obtiveram resultados consistentes em todas as zonas tratadas?
- Qual o limite mínimo de teor em cimento a recomendar no tratamento de solos?
- Que melhoria quantificável do solo foi efectivamente conseguida?

1.2.2 Objectivo

A dosagem de cimento mostrou ser suficiente para o bom desempenho da solução, assim como a sua tolerância à falta de condições uniformes durante a execução. Note-se que as zonas tratadas são compostas maioritariamente por dois solos: um **solo xistoso**, pouco indicado para utilização em vias, e um **solo saibroso**, que se considera ter boas características para este tipo de aplicação.

A questão a que este estudo pretende dar resposta é, assim, a seguinte: “Considerando que foi utilizado um teor em água próximo do óptimo e uma reduzida dosagem de cimento de 3,5%, qual o efectivo aumento de resistência mecânica dos solos tratados?”

Pretende-se ainda avaliar o ganho de resistência relativo entre os dois solos tratados, de forma a verificar se essa diferença justifica os trabalhos adicionais de movimentação de terras (sendo o solo xistoso naturalmente presente na zona e o solo saibroso proveniente de terras de empréstimo).

1.3 Organização do Documento

A presente dissertação é composta por 5 capítulos, em seguida sucintamente descritos.

No primeiro capítulo – Introdução – pretende-se contextualizar o trabalho efectuado explicando de que forma surgiu o interesse neste estudo e identificar claramente as questões que se pretendem abordar, definindo assim um objectivo concreto.

No segundo capítulo – Noções Teóricas – apresentam-se os diferentes métodos de estabilização de solos habitualmente empregados. Aqui é dado maior destaque à estabilização de solos através da adição de cimento, por ser nesta técnica que este estudo se baseia, contanto para tal com uma introdução teórica ao tema e uma revisão de alguma da bibliografia existente.

O terceiro capítulo – Estudo Experimental – engloba toda a campanha experimental, desde a preparação das amostras para identificação das mesmas até aos ensaios para definição do teor em água e posterior execução de provetes para ensaios de resistência mecânica.

No quarto capítulo – Análise dos Resultados – os resultados da campanha experimental são analisados em conformidade com o levantamento de informação da bibliografia existente efectuado no segundo capítulo.

No quinto e último capítulo – Conclusões – apresentam-se as considerações finais que a investigação experimental permitiu retirar sobre esta técnica. Neste capítulo são ainda indicadas algumas sugestões de futuros trabalhos a desenvolver que possam contribuir para outras áreas de aplicação desta técnica ou para o seu desenvolvimento, concluindo com algumas apreciações pessoais, na forma de Epílogo.

Capítulo 2

2 Noções Teóricas

2.1 Métodos de Estabilização de Solos

Os métodos existentes para a estabilização de solos não são adequados para todos os tipos de solos, podendo ser divididos em três grupos, de acordo com os meios que são utilizados (Cruz, 2004).

- A **estabilização mecânica** procura melhorar as características do solo através de um novo arranjo na disposição das partículas sólidas e/ou uma recalibração da sua granulometria, de forma a reduzir o índice de vazios desse solo;
- Na **estabilização física** as propriedades do solo são alteradas com recurso ao calor ou corrente eléctrica;
- Na **estabilização química** as características do solo são modificadas através da junção de aditivos, com o objectivo de melhorar uma ou mais propriedades desse solo.

2.1.1 Estabilização mecânica

A necessidade de trabalhar com solos correctamente estabilizados verifica-se com maior frequência em obras de pavimentação rodoviária. Assim, e no que respeita ao projecto rodoviário, a estabilização mecânica de um solo consiste num conjunto de

operações “mecânicas” que lhe conferem maior estabilidade. São consideradas como operações mecânicas aquelas que apenas modificam o arranjo das partículas do solo, ou a sua granulometria, por meio da subtracção ou adição de algumas fracções (Nascimento, 1970).

A compactação mecânica é uma das técnicas mais comuns deste tipo de estabilização e visa melhorar a capacidade resistente de um solo ao conduzir a uma diminuição do seu índice de vazios. Consiste na aplicação de uma força, cujo processo mecânico varia com a técnica/equipamento utilizado (por impacto, vibração e/ou carregamento), para redução do volume de vazios do material a compactar, sem variação significativa do volume de água e partículas sólidas.

O índice de vazios é um factor que influencia o comportamento do solo, nomeadamente nas suas características de resistência ao corte, deformabilidade e permeabilidade. Assim, quanto menor for o índice de vazios de um solo, maior será a sua resistência ao corte e menor será a sua deformabilidade, bem como a sua permeabilidade. Existem algumas excepções, tais como determinados solos argilosos que, devido à sua constituição mineralógica, possuem estruturas que, embora com elevado índice de vazios, apresentam uma razoável resistência ao corte e uma baixa deformabilidade. (Silva, 2016).

A sua aplicação em laboratório, como forma de optimização dos resultados obtidos em obra, surge nos anos 30 com a publicação do primeiro estudo sobre esta matéria, realizado pelo Eng. Ralph R. Proctor (Browne, 2006). Este procedimento laboratorial, conhecido como “Ensaio de Compactação Proctor” tornou-se uma referência na determinação dos parâmetros necessários para se alcançar a compactação máxima (teor em água óptimo, ω_{opt} , e peso volúmico seco máximo, $\rho_{máx}$) e ainda hoje é vulgarmente utilizado em estudos prévios de obras a realizar. Apesar da sua perseverança temporal atestar a qualidade deste método laboratorial, a evolução dos equipamentos de compactação em obra e os variados métodos de aplicação da energia de compactação que permitem contrastam fortemente com a estagnação e limitação modular do ensaio que, desde a sua concepção, não sofreu alterações/actualizações significativas.

A norma europeia EN 13286-2 (2004) define várias especificações, utilizando diferentes combinações dos equipamentos (nomeadamente moldes – Tabela 2.1) e procedimentos normalizados, para a realização do ensaio Proctor – Tabela 2.2

(adaptação de Machado, 2015).

Tabela 2.1 – Tipos de moldes Proctor normalizados (EN 13286-2, 2004)

<i>Molde</i>	<i>Diâmetro</i> [cm]	<i>Altura</i> [cm]	<i>Espessura</i>	
			<i>Parede</i> [mm]	<i>Base</i> [mm]
A (Normal)	10,0 (±0,1)	12,0 (±0,1)	7,5 (±0,5)	11,0 (±0,5)
B (Grande)	15,0 (±0,1)	12,0 (±0,1)	9,0 (±0,5)	14,0 (±0,5)
C (Extra grande)	25,0 (±0,1)	20,0 (±0,1)	14,0 (±0,5)	20,0 (±0,5)

Os diferentes métodos relacionam-se através de uma grandeza comum, a energia de compactação, E_c – Equação A.6. Esta surge em função do peso e altura de queda do pilão utilizado, do número de camadas definido, do nº de pancadas aplicadas por camada e do volume do molde utilizado, em laboratório. A determinação da energia de compactação adoptada em laboratório é importante para a definição do método de compactação a usar em obra.

Tabela 2.2 – Diferentes métodos normalizados para realização do Ensaio Proctor (EN 13286-2, 2004)

		<i>Peso</i>	<i>Altura</i>	<i>Nº</i>	<i>Volume</i>	<i>Nº</i>
<i>Compactação</i>	<i>Molde</i>	<i>Pilão</i>	<i>Queda</i>	<i>Camadas</i>	<i>Molde</i>	<i>Pancadas</i>
		<i>[kg]</i>	<i>[cm]</i>		<i>[cm³]</i>	
<i>Proctor Normal</i>	A	2,5	30,5	3	942,5	25
	B	2,5	30,5	3	2120,6	56
	C	15,0	60,0	3	9817,5	22
<i>Proctor Modificado</i>	A	4,5	45,7	5	942,5	25
	B	4,5	45,7	5	2120,6	56
	C	15,0	60,0	3	9817,5	98

Do ensaio Proctor resulta um gráfico de dispersão de pares $[\omega, \rho]$ cuja ligação “suave” origina a curva de compactação Proctor, dotada tipicamente de uma forma semelhante à apresentada na Figura 2.1. O máximo dessa curva determina o valor de teor em água (teor em água óptimo) que permite, para a energia de compactação aplicada, obter o maior grau de compactação possível para esse solo, traduzido no peso volúmico seco máximo. Note-se que, quando aplicada uma maior energia de compactação, os valores de teor em água tendem a diminuir, aumentando, por sua vez, os respectivos valores de peso volúmico.

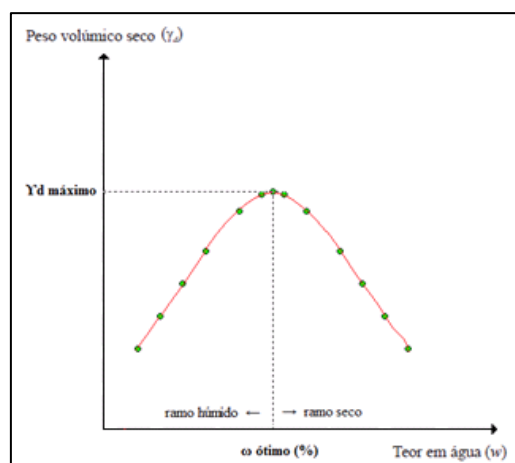


Figura 2.1 – Curva de compactação Proctor (Machado, 2015)

2.1.2 Estabilização física

As técnicas que se incluem neste método de estabilização utilizam o calor e/ou a electricidade para modificar as propriedades dos solos através de reacções físicas induzidas. Apesar de continuarem a ser estudadas e desenvolvidas, estas técnicas ainda se consideram como pertencentes a um método alternativo de estabilização de solos e, como tal, neste trabalho não lhes será dada a mesma relevância.

Estes métodos são normalmente utilizados quando alguma dificuldade impede o recurso a métodos menos dispendiosos. Podem ser divididos na estabilização por electro-osmose e térmica, estando incluídos nesta última os métodos de aquecimento e congelação (Cruz, 2004).

2.1.3 Estabilização química

A estabilização química tem como base as reacções químicas entre as partículas de solo, a água e os materiais adicionados, que funcionam como agentes estabilizadores, o que permite obter um solo com características mais próximas daquelas que se pretendem para a sua utilização (Cruz, 2004).

As principais vantagens conseguidas através da estabilização de solos com aditivos químicos, nomeadamente ligantes hidráulicos, estão relacionadas com a redução do índice de plasticidade, bem como com o aumento da trabalhabilidade resultante de melhorias granulométricas, garantindo o aumento da rigidez a médio/longo prazo (Fernandes et al, 2010 citado por Dias, 2012). Pode ser usada na generalidade dos

solos, contudo é idealmente indicada para solos finos (Sherwood, 1993 citado por Gonçalves, 2016).

Este processo possibilita o emprego de solos locais na construção de pavimentos rodoviários, que devido à sua baixa qualidade não poderiam ser utilizados isoladamente, dado que não se adequariam ao exigido pelas especificações para a construção de bases e sub-bases. Além deste facto, o uso de solos estabilizados em vez dos agregados naturais, cada vez mais escassos, pode ter consideráveis vantagens ambientais e económicas (Sherwood, 1993 citado por Cruz, 2004).

O cimento, a cal e o betume satisfazem a maior parte dos requerimentos necessários para garantir a sua viabilidade como agentes estabilizadores, sendo por isso, os mais utilizados, não sendo no entanto, de excluir outros produtos químicos que têm sido objecto de alguma investigação, como por exemplo produtos derivados da indústria do papel, resinas, entre outros. Estes agentes são por vezes designados por agentes estabilizadores primários (Sherwood, 1993 citado por Cruz, 2004).

Segundo Makusa, em 2012, o cimento Portland é considerado o ligante hidráulico principal na estabilização química de solos pois a sua reacção é independente de minerais presentes no solo. Visto que o presente estudo se baseia na utilização deste ligante como método de estabilização química de solos, no próximo capítulo apresenta-se em maior detalhe a técnica decorrente do seu emprego: solo-cimento.

2.2 Estabilização de Solos – Solo-Cimento

O solo-cimento é uma técnica de estabilização química com variadas formas de aplicação. Na sua génese, o solo-cimento consiste simplesmente na mistura de solo com cimento, sendo que se considera que qualquer tipo de solo com baixo teor de matéria orgânica é passível de ser melhorado quando misturado com um ligante.

No entanto, a forma de emprego da técnica, o tipo de solo, o teor de cimento relativamente à massa de solo seco e as condições de cura são apenas algumas das variáveis que resultam em diferentes produtos finais, com características e qualidades distintas. Por exemplo, a norma NP EN 14227-10 (2013) apresenta uma distinção entre “solo estabilizado com cimento” e “solo ligado com cimento”.

Sendo possível tratar qualquer tipo de solo, se a percentagem de cimento necessária para a sua estabilização for muito elevada, torna-se inviável a sua melhoria por via deste método, fundamentalmente por razões económicas. Geralmente quanto maior a percentagem de finos presentes no solo, maior será a quantidade de cimento a utilizar, sendo por isso desaconselhável a sua utilização em argilas gordas (Monte, 2012 citado por Machado, 2015).

À semelhança do que ocorre nos betões, o solo-cimento também apresenta a necessidade de ser sujeito a um período de cura de, pelo menos, 3 a 7 dias, estando o aumento de resistência da mistura relacionada com o tempo, a temperatura e a presença de água (ACI 230, 1990 citado por Machado, 2015).

Citando Winterkorn (1975), as principais situações que podem justificar o recurso à estabilização de solos são:

- fornecer bases de qualidade para pavimentos quando o recurso aos materiais normalmente utilizados não é economicamente viável;
- permitir a circulação de tráfego militar ou de emergência em determinadas áreas e durante curtos intervalos de tempo;
- actuar como fonte de absorção de ruído, particularmente em zonas urbanas;
- a necessidade de desenvolver áreas economicamente pobres;
- permitir a utilização de estradas secundárias e rurais em boas condições – principal aplicação que se pretende estudar.

2.2.1 Vantagens do Solo-Cimento – Solução Final em Caminhos Rurais

Considere-se o solo-cimento executado nos troços do Rali como uma técnica de beneficiação de caminhos rurais, onde o produto final apresentou melhorias significativas em termos de resistência e durabilidade face às diferentes solicitações a que foi sujeito.

Entre as vantagens “secundárias” desta solução, abordam-se de seguida as que se consideram mais relevantes:

- Reduzido impacto ambiental – como solução final, em comparação com

uma solução betuminosa, o solo-cimento apresenta um impacto ambiental significativamente mais reduzido, tanto a nível visual (os solos tratados são praticamente indistinguíveis dos solos circundantes) como a nível de alteração de comportamento do terreno circundante (a permeabilidade dos solos é claramente menos afectada);

- Menor custo de execução – ainda em comparação com uma solução betuminosa, o solo-cimento apresenta-se como uma solução mais económica;
- Boa durabilidade – como solução final, a durabilidade do solo-cimento pode não atingir a condição de uma solução betuminosa mas é francamente superior à solução usualmente escolhida para estes caminhos de manutenção periódica (reperfilamento ABGE);
- Facilidade de execução – esta é uma solução relativamente simples e ligeira, uma característica especialmente indicada para intervenções em caminhos rurais onde os acessos são, usualmente, difíceis. Não só o equipamento tem dimensões reduzidas e ajustáveis à largura da estrada, como o tempo de execução é reduzido;
- Resposta competente às solicitações típicas de caminhos rurais (transito de máquinas agrícolas, transito de pesados, maquinaria pesada para manutenção de parques eólicos, etc.) – como já foi referido no capítulo 1.1 “Enquadramento”, os troços tratados responderam muito bem às árduas solicitações que lhes foram impostas.

2.2.2 Técnica de Construção e Especificações Técnicas

A especificação LNEC E304 (1974) considera quatro diferentes tipos de técnicas construtivas para a execução deste tipo de estabilização de solos, consoante a forma de executar a mistura inicial:

- Mistura numa só passagem;
- Mistura em múltiplas passagens;

- Mistura em estaleiro fixo;
- Mistura em estaleiro móvel.

Para o presente estudo, considere-se a técnica construtiva que executa a mistura (e todo o restante processo de execução) numa só passagem (dividindo o caminho por troços de intervenção), como solução final de beneficiação de caminhos rurais, e que se poderá discriminar nas seguintes etapas:

i. Preparação

Começa-se por executar uma decapagem superficial do troço a tratar, de forma remover a vegetação rasteira que possa existir. Devem ainda ser removidas todas as partículas de dimensões elevadas ou de formato lamelar e outros detritos. Após esta decapagem/limpeza, se o solo definido para ser usado na mistura não for o que se encontra no local (solo proveniente de terras de empréstimo, por exemplo), este deverá então ser agora colocado e distribuído de forma uniforme e em quantidade suficiente para se obter a espessura desejada após a compactação.

ii. Remeximento

A camada de solo que se pretende tratar deverá agora ser remexida de forma a que se apresente desagregada e homogénea. Terminar com o nivelamento do solo, por arrastamento ou com recurso a motoniveladora.

iii. Espalhamento

Apesar de ser possível executar o espalhamento do cimento de forma manual, considere-se apenas o espalhamento do solo com recurso a meios mecânicos. O equipamento deverá estar calibrado para executar a distribuição do cimento de acordo com o teor de ligante pretendido. Note-se que, apesar da generalidade destes equipamentos moderarem a distribuição consoante a velocidade, deve-se sempre tentar manobrar o equipamento a uma velocidade constante e relativamente baixa.

iv. Mistura a seco

Nesta etapa efectua-se a mistura, ainda com o solo seco, envolvendo o solo e o cimento com recurso a um equipamento apropriado, de forma a obter-se uma mistura homogénea.

v. Hidratação

Imediatamente antes de se iniciar a rega do solo misturado com cimento, é necessário determinar o teor em água natural da mistura, com recurso a um método expedito, como o método *Speedy* (Santos, 2008) – Figura 2.2. Após essa avaliação, calcula-se o volume de água a adicionar para atingir o teor em água pretendido (determinado em laboratório), calibra-se o equipamento de rega e procede-se com a hidratação do troço.



Figura 2.2 – Equipamento do método Speedy (http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta_I.pdf)

vi. Mistura final

É essencial que esta mistura se execute no seguimento imediato da etapa anterior, muitas vezes acompanhando o equipamento de rega com o equipamento de mistura. Caso contrário, não existirá uma uniformidade de água livre para hidratação do cimento e eficaz compactação do solo em toda a profundidade da camada.

vii. Compactação primária

Compactação da camada com recurso a maquinaria adequada, como cilindros de rolos (de rasto liso para solos grosseiros e camadas pouco espessas, até cerca de 20cm, ou de pés de carneiro – Figura 2.3 – para solos finos e camadas mais espessas).



Figura 2.3 – Cilindro de rolos de pés de carneiro

viii. Escarificação superficial

Esta escarificação deverá ocorrer numa profundidade de cerca de 2cm, garantindo a remoção de qualquer partícula superior a 4cm (maior dimensão) da superfície da camada.

ix. Compactação final.

Como refere Cruz (2004), após esta compactação, usualmente executada com um cilindro de rolos de rasto liso, a superfície deve ficar dura, uniforme, isenta de fendas, ondulações ou material solto. A espessura de cada camada de solo-cimento, não deve ser inferior a 10cm nem superior a 20cm. Para obter espessuras superiores a 20cm, devem construir-se camadas sucessivas com espessuras aproximadamente iguais, sendo que entre cada uma não deverá existir qualquer outro material.

Além da importância da execução da obra segundo um método construtivo apropriado, o processo de estabilização de solos com cimento também depende dos ensaios preliminares, em laboratório, para determinação de algumas características essenciais da mistura a executar. Uma melhor compreensão dos conceitos que traduzem essas características é necessária para a interpretação correcta dos resultados deste estudo.

O primeiro trata-se do conceito de **teor em água**. Para que se consiga a compactação ideal de um solo (também denominada de compactação máxima), é necessário encontrar o melhor arranjo entre partículas desse solo. Esse arranjo é determinado pela energia de compactação aplicada e pelo teor em água, que se traduz como sendo

a massa de água por massa de solo seco. Assim, para um determinado nível de energia de compactação, existe um teor em água para o qual o solo apresenta uma compactação máxima – **teor em água ótimo**.

O segundo e último trata-se do conceito de **peso volúmico seco**. Este índice indica, para um dado volume, o peso referente às partículas de solo, sem considerar a água intersticial. Dado que são as partículas sólidas que resistem aos carregamentos impostos, este índice traduz a capacidade resistente de um solo. Quando um solo é compactado, o número de partículas sólidas por unidade de volume aumenta, o que provoca uma redução do índice de vazios, ou seja, um aumento da capacidade resistente desse solo.

Visto que ambas as características se relacionam directamente com a compactação executada, o teor em água e o peso volúmico seco de um solo estão naturalmente relacionados. Existe assim, para uma determinada energia de compactação, um teor em água ótimo que permite uma compactação máxima para o qual um dado solo apresenta um **peso volúmico seco máximo**.

2.2.3 Metodologia de Formulação

Para se proceder ao desenvolvimento de uma solução de estabilização de solo através da adição de cimento, é necessário determinar os constituintes da mistura final e a proporção de cada um. Considerando o solo-cimento que se pretende executar como um material de construção, a formulação da solução pretende determinar, através de ensaios laboratoriais prévios à construção, se o produto final tem capacidade para resistir às solicitações esperadas.

Sendo o solo o principal constituinte da mistura e o que maior influência tem no seu comportamento final, a primeira fase de definição da solução passa pela caracterização do solo sendo que, em Portugal, a norma vigente – EN 14227-10 (2013) – impõe mínimas restrições aos solos que devem ser escolhidos como constituintes da solução. Isto seria expectável, visto que, como já foi referido, é amplamente reconhecido que praticamente todos os solos são passíveis de tratamento com cimento, desde que não contenham quantidades excessivamente elevadas de matéria orgânica e consigam atingir a resistência pretendida após o tratamento. Assim, o primeiro solo a ser considerado para definição da solução deverá ser, quase sempre,

o solo que se encontra no local da obra, ou relativamente próximo. Esta norma define ainda os restantes constituintes, como o ligante a utilizar, a água de amassadura e qualquer outro constituinte secundário que se pretenda adicionar.

As especificações técnicas já apresentadas no capítulo anterior (teor em água e peso volúmico seco) são também especificadas nesta norma. Ambos podem ser determinados através do ensaio Proctor, especificado na norma EN 13286-2 (2004) e apresentado em maior detalhe no capítulo 3.5 deste documento.

Além de especificar todos os requisitos relativos aos constituintes da mistura a estudar, esta norma define ainda como proceder à classificação do desempenho mecânico da mistura definida em laboratório. Aproveita-se agora para fazer uma breve referência aos típicos métodos de **caracterização mecânica de solos**.

As características mecânicas de um solo-cimento são usualmente aferidas com recurso a três ensaios laboratoriais diferentes: o ensaio de CBR, o ensaio de RCU e o ensaio de compressão diametral. No caso de solos tratados com ligantes hidráulicos, deverão ser executados com diferentes dias de cura, de forma a avaliar como evolui a resistência mecânica do solo ao longo do tempo, para um dado teor de cimento.

Ensaio California Bearing Ratio (CBR)

Este ensaio é usualmente usado no dimensionamento de pavimentos para vias de comunicação, permitindo a avaliação da resistência e deformabilidade do solo em estudo através da interpretação do índice CBR. Este ensaio consiste na aplicação de uma força variável, de forma a que um pistão normalizado penetre no solo até determinada profundidade e com velocidade constante – Figura 2.4.

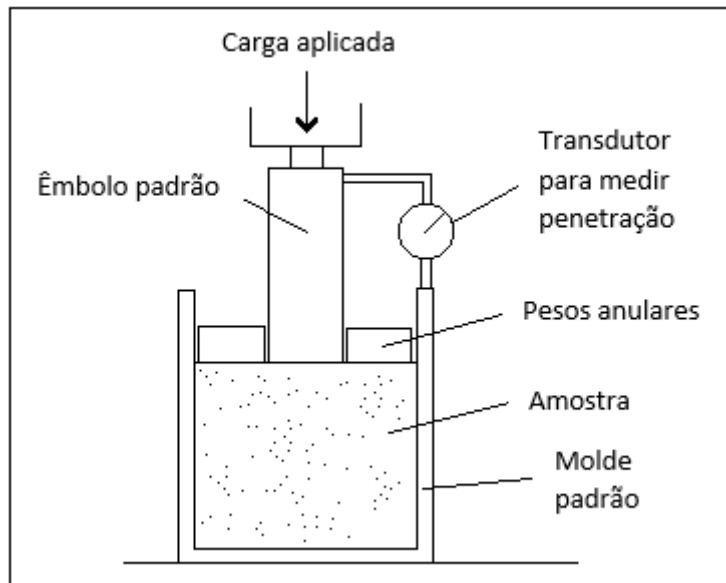


Figura 2.4 – Equipamento para ensaio CBR
(<http://community.dur.ac.uk/~des0www4/cal/roads/pavdes/pavfound.html>)

O índice CBR, obtido através da aplicação da equação A.7, é expresso em percentagem da força necessária para o mesmo pistão penetrar, até à mesma profundidade e à mesma velocidade, num provete normalizado, seguindo para tal os valores normalizados presentes na especificação LNEC E198 (1967), apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valores normalizados para ensaio CBR (LNEC E 198, 1967)

<i>Profundidade [mm]</i>	<i>Força Aplicada [kgf]</i>
2,5	1355
5,0	2033
7,5	2575
10,0	3177
12,5	3500

Ensaio de resistência à tracção indirecta (compressão diametral)

Este ensaio consiste na aplicação de uma força de compressão na direcção diametral ao longo de duas geratrizes opostas sobre os provetes de solo-cimento. O ensaio termina com a rotura interna por tracção indirecta (efeito de Poisson) – Figura 2.5.

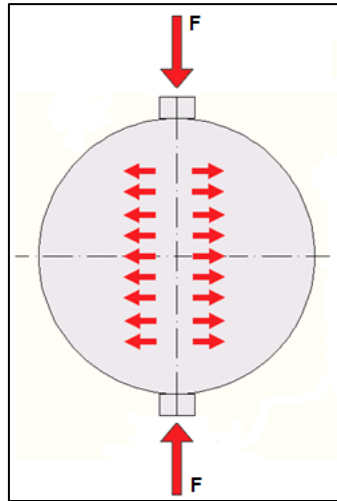


Figura 2.5 – Ensaio de compressão diametral (Machado, 2015)

Este ensaio permite assim aferir a resistência do solo-cimento à tracção indirecta, calculada a partir da expressão A.8.

Ensaio de resistência à compressão uniaxial (RCU)

O ensaio de RCU consiste na aplicação de uma força segundo o eixo central da maior dimensão do provete de solo-cimento, até à rotura, conforme demonstra a Figura 2.6.

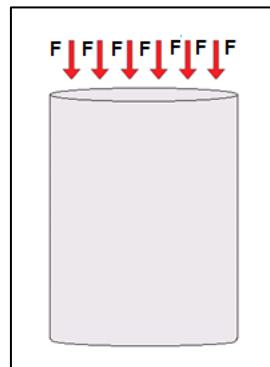


Figura 2.6 – Ensaio RCU (Machado, 2015)

Este ensaio tem sido utilizado em muitos programas experimentais descritos na literatura quando o objectivo é verificar o efeito do cimento na estabilização de solos, visto que este é um ensaio simples, de rápida execução, baixo custo e confiável (Consoli et al, 2007 citado por Dias, 2012), para determinação da resistência mecânica através da expressão A.9. É de referir que diversos trabalhos (Ingles e Metcalf, 1972; Clough et al, 1981; Consoli et al, 2007) demonstram que a resistência à tracção de misturas de solo-cimento usualmente toma valores entre 9 e 14% da resistência à compressão simples (Consoli, et al, 2007 citado por Dias, 2012).

A norma EN 14227-10 (2013) prevê que “solos estabilizados com cimento” devem ser classificados, segundo o seu desempenho mecânico, através do método CBR. Já os “solos ligados com cimento” devem ser classificados através do ensaio RCU ou através da combinação da resistência à tracção (R_t) e do módulo de elasticidade (E).

Assim sendo, definiu-se neste estudo que o solo seria classificado segundo o ensaio RCU, seguindo as especificações da norma para “solos ligados com cimento” em todas as normativas.

2.2.4 Revisão de Bibliografia Existente em Solo-Cimento

Neste subcapítulo pretende-se complementar o conhecimento técnico sobre este método – solo-cimento – recorrendo à bibliografia existente. Estas investigações permitem compreender melhor a influência da adição de cimento a diferentes tipo de solos e em diversas condições, retirando assim conclusões através de uma gama mais extensa e diversa de ensaios realizados.

Apresentam-se, então, 5 trabalhos de investigação dos seguintes autores:

- Pakbaz, M. e Alipour, R. (2012) – Este estudo apresenta resultados experimentais sobre a influência da adição de cimento nas propriedades mecânicas de solos argilosos, reproduzindo o método de mistura em profundidade.
- Bahar, R., Benazzoug, M. e Kenai, S. (2004) – Estudo experimental que pretende investigar um solo argiloso moderadamente plástico, estabilizado por compactação (estática ou dinâmica) e/ou com a adição de cimento. Foram realizados vários ensaios para verificar o efeito dos diferentes métodos de estabilização na redução de volume, resistência à compressão, resistência à tracção, entre outras propriedades.
- Cruz, M. (2004) – Este estudo apresenta resultados experimentais que permitem avaliar os efeitos da utilização do cimento nas propriedades mecânicas e de durabilidade do solo utilizado (areia argilosa – SC, segundo ASTM D2487-00 – composta por 70% de areia e 30% de caulino).
- Sariosseiri, F. e Muhunthan, B. (2009) – Este estudo apresenta resultados experimentais sobre o uso de cimento Portland na estabilização de solos

siltosos (ML segundo ASTM D2487) da zona de Aberdeen, Washington. Foi adicionado cimento em percentagens de 2.5, 5, 7.5 e 10%, em relação à massa de solo seco, contando todos os ensaios com um período de cura de 7 dias. Os ensaios realizados permitiram determinar a velocidade de solidificação, limites de Atterberg e resistência à compressão simples.

- Vitali, O. (2008) – Investigação experimental onde se pretende estudar a variação da resistência à compressão uniaxial (RCU) com a razão volume de vazios/volume de cimento (V_v/V_c), estudando, em primeira instância, a influência do teor em cimento, da porosidade e do teor em água na RCU, neste caso para uma areia siltosa da região norte de Portugal.

Note-se que, mesmo trabalhando com solos relativamente semelhantes na maioria dos estudos (solos argilosos ou siltosos), os solos são sempre materiais bastante heterogêneos. Isto obriga a que quaisquer conclusões que se retirem nesta análise, especialmente quando obtidas por comparação, têm de ser cautelosamente concretizadas e estarão sempre dependentes da interpretação do leitor.

2.2.4.1 Resistência à compressão simples

Pakbaz e Alipour (2012) verificaram que, mesmo para reduzidas quantidades de cimento adicionado, como um teor de 4%, o aumento de **resistência** e rigidez em solos argilosos estabilizados com cimento é evidente. Quanto maior a quantidade de cimento adicionado, maior será essa rigidez. Para o conteúdo de água, um maior volume de água adicionada traduz-se num comportamento mais dúctil do material – Figura 2.7.

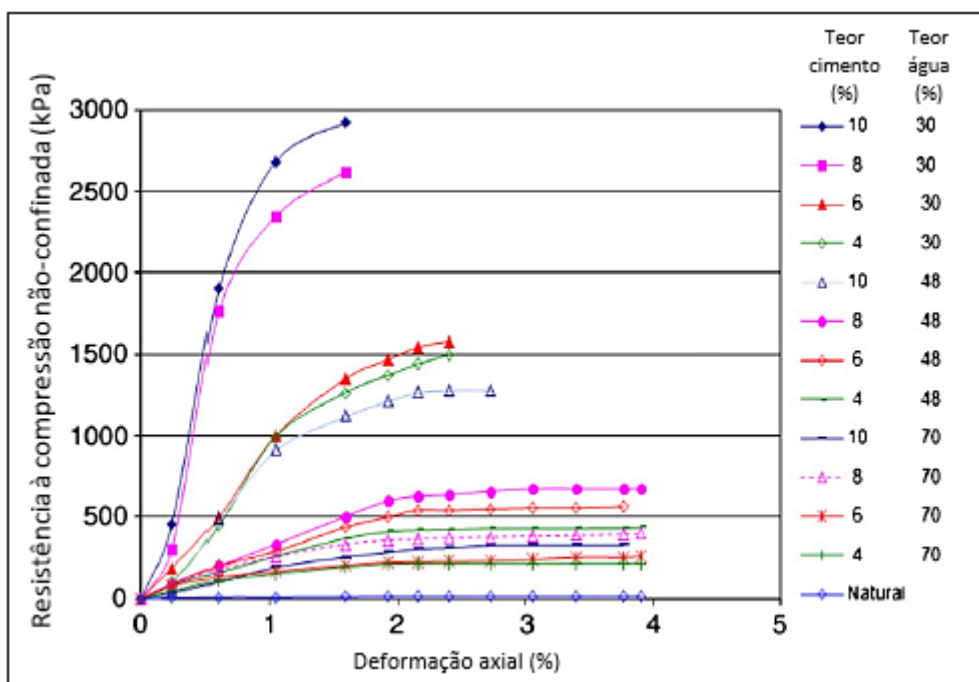


Figura 2.7 – Relação tensão-deformação axial para solo tratado e não-tratado com diferentes conteúdos iniciais de água e teor de cimento, 28 dias de cura (Pakbaz e Alipour, 2012)

Também Bahar, Benazzoug e Kenai (2004) verificaram esse aumento de rigidez e resistência com o aumento do teor de cimento em solos argilosos. A estabilização de solo com 10% de cimento resulta num incremento do módulo de elasticidade que, para o solo estudado nesta investigação, apresentava originalmente um valor, aproximado, de 130MPa (solo não estabilizado) e, após tratamento, alcançou cerca de 230MPa – Figura 2.8.

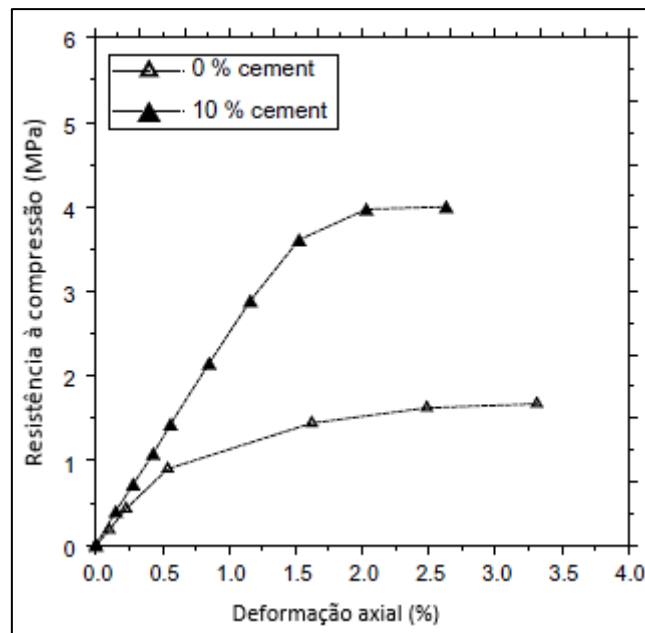


Figura 2.8 – Curva tensão-deformação de solo tratado e não-tratado (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

Mais verificaram que solos tratados com teores de cimento adicionado até 10% conseguem, aos 7 dias de cura, cerca de 70% da resistência à compressão que apresentam aos 28 dias. Em comparação, solos com concentrações superiores de cimento, apenas atingem 50% da resistência alcançada com 28 dias de cura. Isto mostra que, para teores mais elevados de cimento adicionado, uma cura de pelo menos 21/28 dias é recomendável antes da entrada em serviço do material – Figura 2.9.

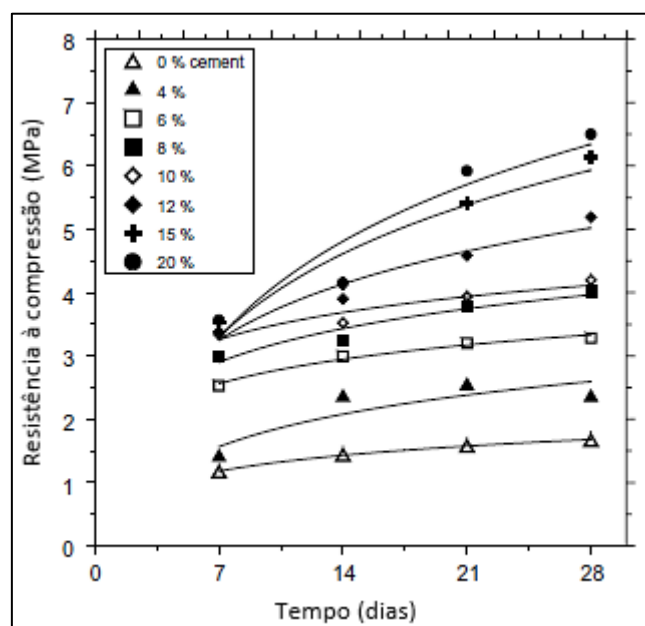


Figura 2.9 – Efeito do período de cura na resistência à compressão para diferentes concentrações de cimento (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

Cruz (2004) verificou resultados muito semelhantes aos apresentados por Bahar, Benazzoug e Kenai, agora numa areia argilosa.

Na sua análise, os acréscimos de resistência nos solos tratados com cimento dão-se, sobretudo, durante os primeiros 28 dias, período em que as reacções de hidratação do cimento ocorrem com maior intensidade. A partir dos 28 dias, os acréscimos de resistência são pouco significativos. Verificou-se que, aos 0 dias de cura, a resistência dos provetes de solo não-tratado é igual à resistência obtida nos provetes de solo-cimento.

Aos 7 dias de cura, o solo tratado com 6% de cimento atingiu cerca 64% da resistência alcançada aos 56 dias. Solo tratado com 10% de cimento atingiu cerca de 67%. Os resultados alcançados nas misturas com 6% de cimento foram superiores em cerca de 80% aos do solo sem tratamento, cifrando-se em 30% a diferença percentual das misturas com 10% de ligante relativamente às de 6%.

O ganho de resistência aumenta com o teor de cimento adicionado. A autora do estudo sugere que isto se deve ao facto de uma maior quantidade de ligante permitir o estabelecimento de um maior número de núcleos cimentícios nos pontos de contacto entre partículas – Tabela 2.4 e Figura 2.10.

Tabela 2.4 – Resistência à compressão simples (MPa) para solo não-tratado e tratado c/ 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

Tempo de Cura Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
S	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.7
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S10C	0.9	4.1	4.7	5.5	6.5	7.0	3.6

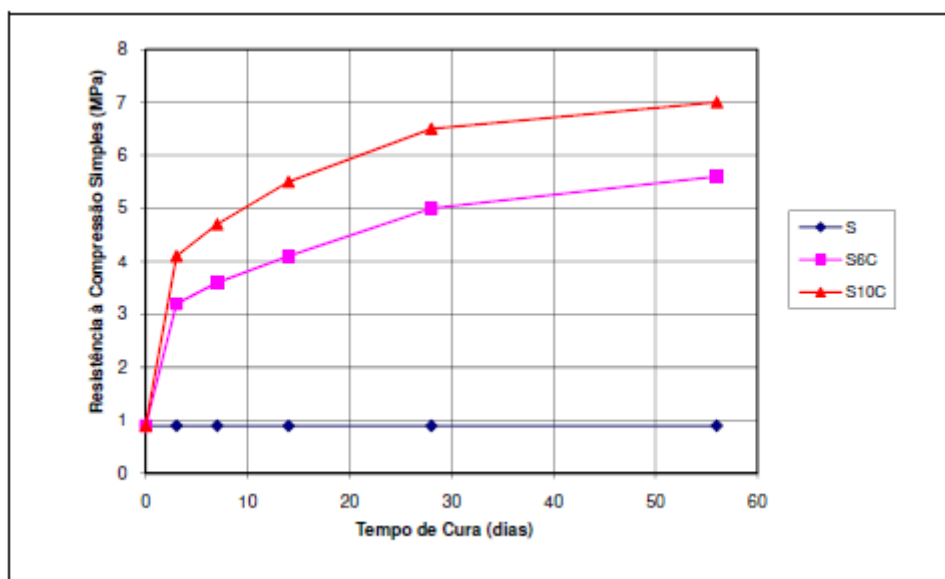


Figura 2.10 – Resistência à compressão simples para solo não-tratado e tratado c/ 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

Sariosseiri e Muhunthan (2009) também verificaram um aumento da resistência e rigidez do solo quanto maior a quantidade de cimento adicionado – Figura 2.11.

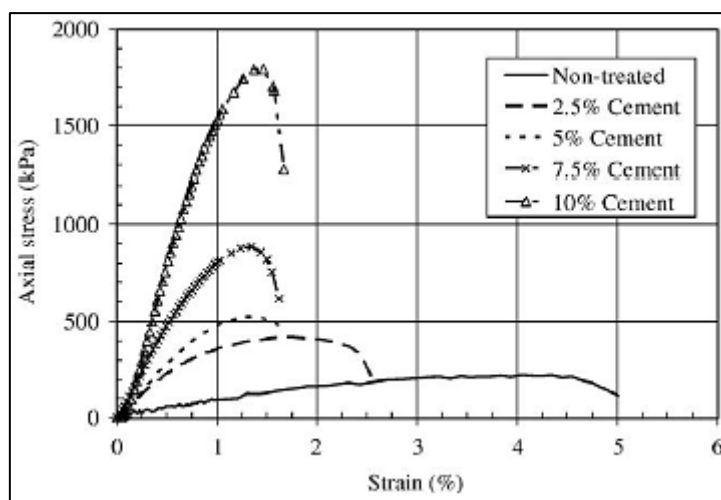


Figura 2.11 – Efeito do tratamento com cimento na resistência à compressão de um solo de Aberdeen (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)

2.2.4.2 Resistência à compressão simples para misturas saturadas

Bahar, Benazzoug e Kenai (2004) fizeram uma análise comparativa da **resistência** de solos argilosos moderadamente plásticos estabilizados com cimento num **estado saturado** (amostras imersas em água 48h antes da realização do ensaio) e não-saturado (amostras “secas”). Analisando o ganho de resistência para misturas de solo com 28 dias de cura, verificou-se um aumento linear da resistência alcançada em

função da quantidade de cimento adicionado para amostras secas. No caso de misturas saturadas, essa resistência aumenta a um ritmo logarítmico, reduzindo em cerca de 60% a resistência alcançada. Teores de cimento adicionado acima de 10% não resultam em ganhos de resistência significativos nas amostras imersas. Sem tratamento, as amostras desintegram-se quase imediatamente – Figura 2.12.

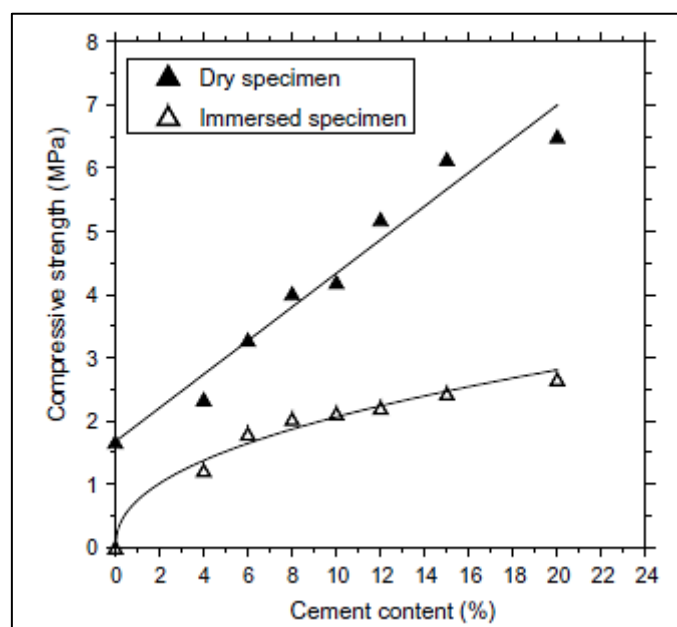


Figura 2.12 – Resistência à compressão para amostras saturadas e não-saturadas (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

No caso de Cruz (2004), a análise comparativa entre solos de areia argilosa estabilizados com cimento num estado saturado (amostras imersas em água 24h antes da realização do ensaio) e num estado “seco” foi realizada fixando o teor em cimento e verificando o desenvolvimento da resistência ao longo de 28 dias de cura. Tal como no estudo anterior, provetes de solo não-tratado perderam a coesão quando em contacto com água, considerando-se que isso representa uma perda total de resistência mecânica.

Para solo tratado com 6% de teor de cimento, a perda de resistência, em valor absoluto, mantém-se quase constante ao longo do tempo, diminuindo, assim, em termos percentuais à medida que o período de cura proporciona resistências mais elevadas. Como a perda de resistência inicial não aumenta ao longo do tempo, a autora sugere que essa perda poderá resultar da perda do potencial de sucção existente nos vazios (fenómeno que apenas ocorre em provetes não saturados) – Tabela 2.5 e Figura 2.13.

Tabela 2.5 – Perda de resistência à compressão simples devido à saturação, 6% de teor em cimento (Cruz, 2004)

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6C (MPa)	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
Resistência S6Csat (MPa)	0.0	1.1	1.6	2.2	3.2	4.6	5.5
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.1	2.2	1.9	1.8	0.7	—
Perda de Resistência (%)	100	66	56	46	36	18	—

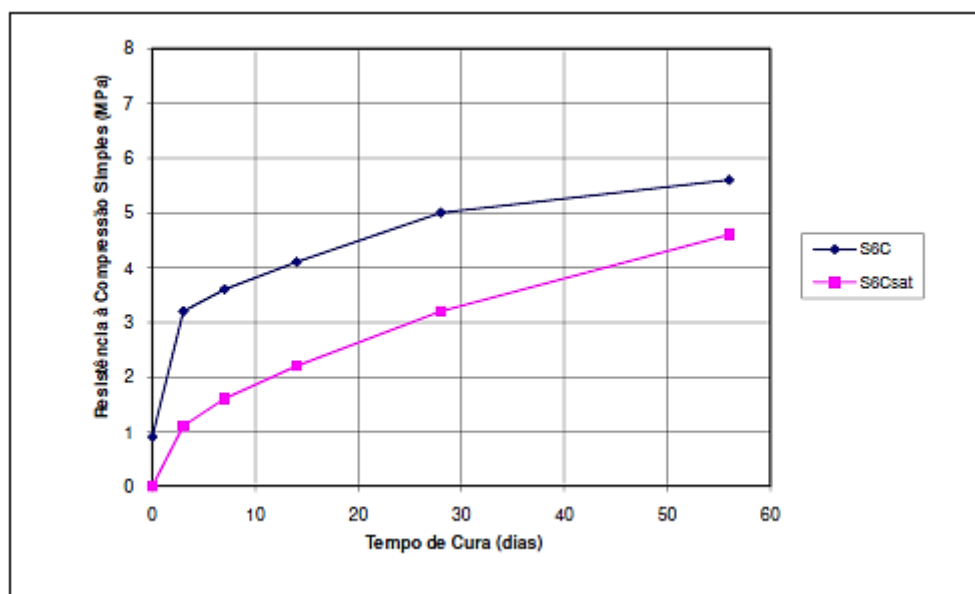


Figura 2.13 – Efeito da saturação na resistência à compressão para um tratamento com 6% de teor em cimento (Cruz, 2004)

Resultados semelhantes foram alcançados para amostras tratadas com 10% de cimento. A diferença em valor absoluto mostra-se constante ao longo do tempo, contribuindo para a tese de que uma perda de resistência inicial resulta da diminuição do efeito de sucção dos vazios – Tabela 2.6 e Figura 2.14.

Tabela 2.6 – Perda de resistência à compressão simples devido à saturação, 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S10C (MPa)	0.9	4.1	4.7	5.5	6.5	7.0	3.6
Resistência S10Csat (MPa)	0.0	1.3	2.4	3.3	4.2	4.9	5.5
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.8	2.3	2.2	2.3	2.1	—
Perda de Resistência (%)	100	68	49	40	35	30	—

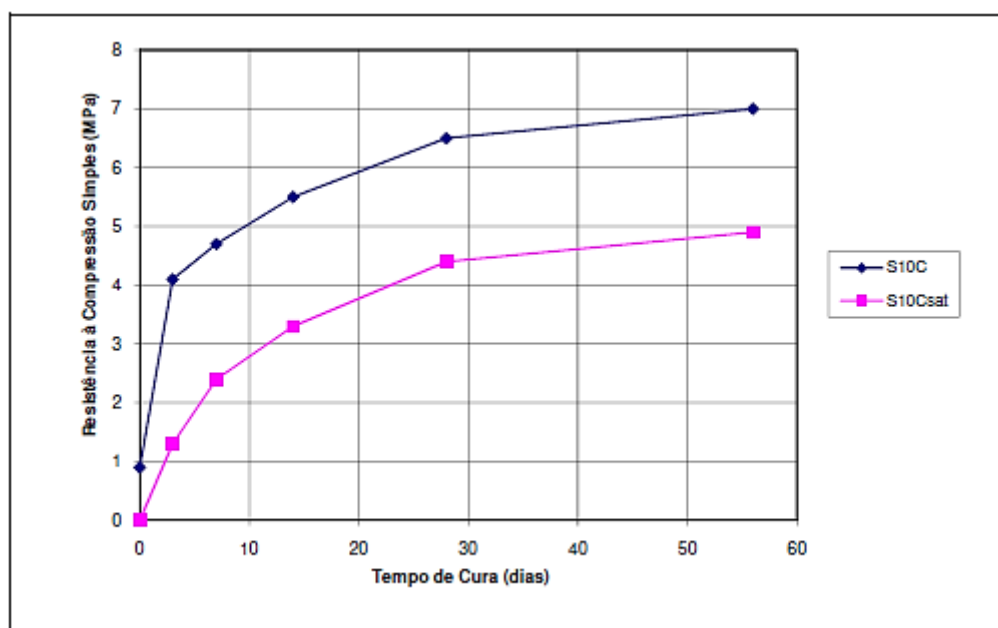


Figura 2.14 – Efeito da saturação na resistência à compressão simples, 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

Sariosseiri e Muhunthan (2009) verificaram ainda que um teor de cimento de 2,5% em relação à massa de solo seco poderá não ser suficiente para alguns solos manterem a integridade quando submersos em água, como foi o caso do solo de Aberdeen usado neste estudo. Assim, apenas apresentaram resultados para misturas de solo-cimento com 5%, 7.5% e 10% de ligante adicionado – Figura 2.15.

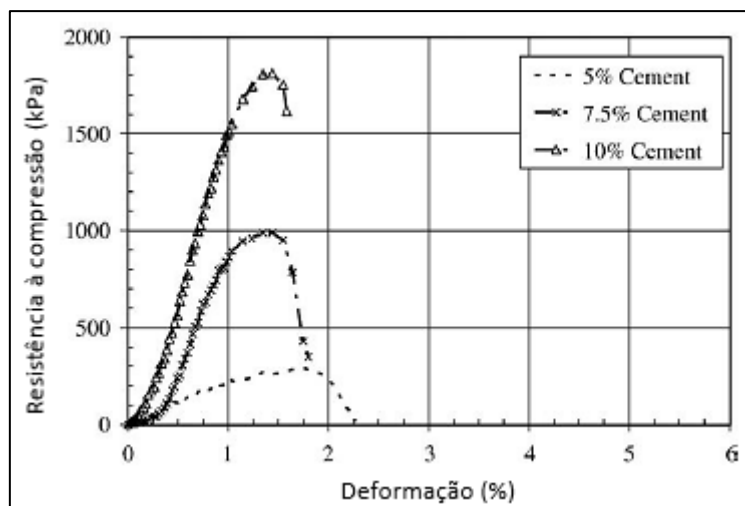


Figura 2.15 – Efeito do tratamento com cimento na resistência à compressão de um solo de Aberdeen, saturado (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)

Não só a quantidade de cimento adicionada ajuda a manter a integridade das amostras durante a imersão como ainda, para teores de cimento de 7,5% e 10%, a resistência alcançada pelas amostras saturadas foi inclusivamente superior às amostras não-saturadas – Figura 2.16.

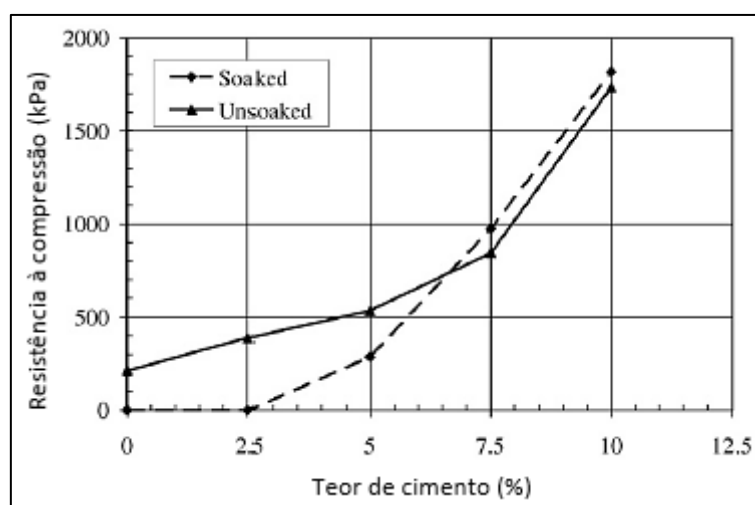


Figura 2.16 – Efeito do tratamento com cimento na resistência à compressão de um solo de Aberdeen, saturado e não-saturado (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)

2.2.4.3 Resistência à tracção

Segundo Bahar, Benazzoug e Kenai (2004), a **resistência à tracção** de um solo argiloso aumenta com o teor de cimento adicionado, sendo este aumento mais pronunciado até cerca de 10% de concentração de ligante – Figura 2.17.

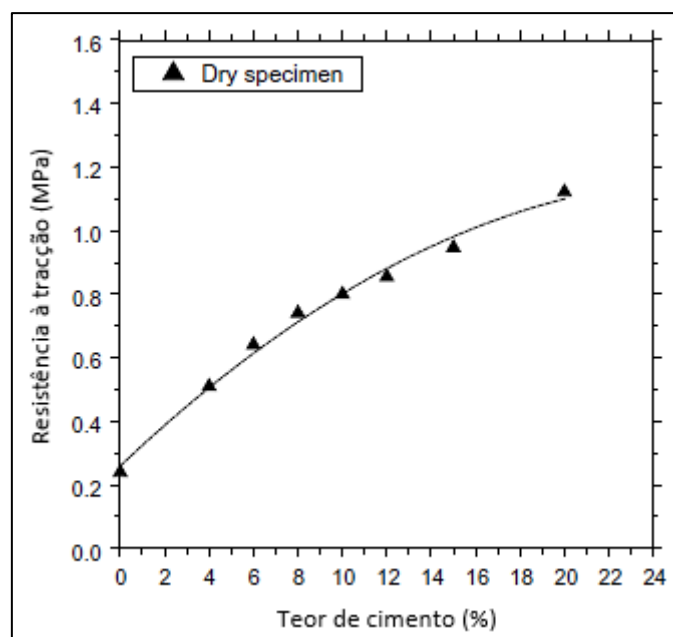


Figura 2.17 – Resistência à tracção (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

Cruz (2004) realizou ainda uma análise comparativa de areia argilosa sem tratamento e com tratamento de 6% e 10% de cimento adicionado.

Os resultados deste ensaio, realizado em provetes com 28 dias de cura, mostram uma resistência à tracção cerca de 14% superior do solo tratado com 10% de cimento em relação ao solo tratado com 6% de cimento. Ainda assim, os provetes de solo com 6% de cimento adicionado conseguem um aumento de 70% em relação às amostras sem tratamento, cuja resistência à tracção é francamente baixa, como seria expectável – Figura 2.18.

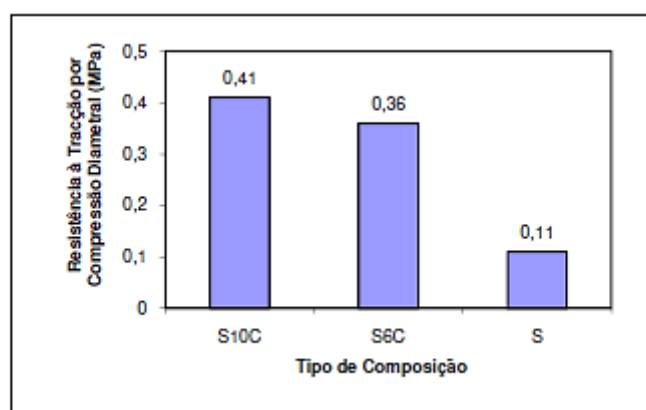


Figura 2.18 – Resistência à tracção por compressão diametral para amostras não-tratadas e tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

2.2.4.4 Limites de consistência (Atterberg)

Segundo Pakbaz e Alipour (2012), seguindo a norma ASTM para determinação dos limites de Atterberg (curvas identificadas na Figura 2.19 com #40 ASTM), uma mistura de solo argiloso tratado com cimento apresenta um aumento do **limite de liquidez** (LL) com o aumento do teor em cimento adicionado, especialmente se usada uma amostra de granulometria mais fina desse solo para o ensaio (curvas identificadas na Figura 2.19 com #200 ASTM). O **limite de plasticidade** (PL) também aumenta com a adição de cimento. Ambas as relações (LL e PL) tornam-se mais evidentes com teores em água mais elevados. O **índice de plasticidade** (PI) mantém-se praticamente constante e indiferente à quantidade de cimento adicionado – Figura 2.19.

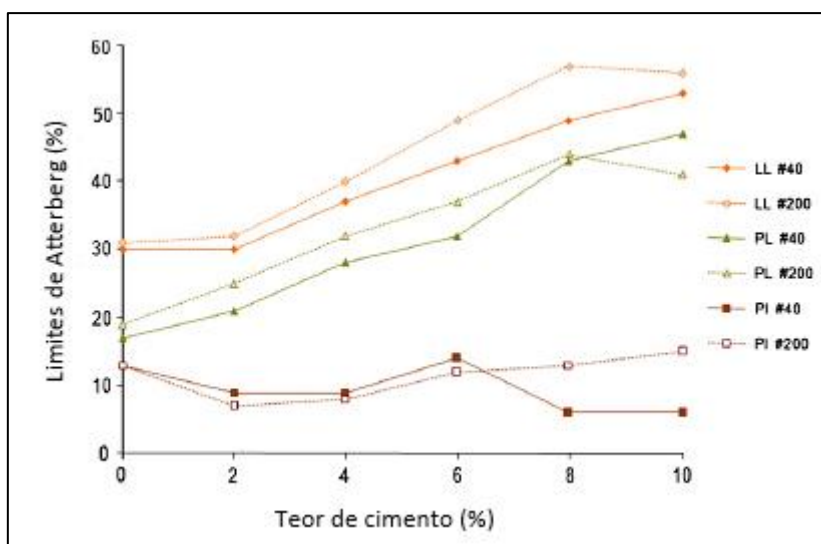


Figura 2.19 – Efeito do teor em cimento nos limites de Atterberg, conteúdo em água de 70% (Pakbaz e Alipour, 2012)

Um estudo semelhante, conduzido por Sariosseiri e Muhunthan em 2009, apresentou resultados que não vão ao encontro dos determinados por Pakbaz e Alipour. De referir, no entanto, que o solo usado neste estudo, de Aberdeen, está classificado pelo ASTM como um solo siltoso (ML), ao passo que no estudo efectuado por Pakbaz e Alipour tratava-se de um solo argiloso. Além disso, os limites de consistência apresentadas no estudo anterior eram referentes a uma amostra de solo com um teor de água inicial de 70%. Neste estudo, as amostras de solo foram preparadas seguindo o teor de água óptimo de cada solo que, para o caso do solo de Aberdeen, era de 27%.

Assim, estes autores concluíram, face aos resultados obtidos, que o limite de liquidez

tende a aumentar ligeiramente com a adição de uma reduzida quantidade de cimento mas vai depois reduzindo com o aumento do teor adicionado. O limite de plasticidade segue a tendência inversa. A trabalhabilidade do solo tende a aumentar com a diminuição do índice de plasticidade, o que indica que maiores concentrações de cimento resultam em melhor trabalhabilidade do solo – Figura 2.20.

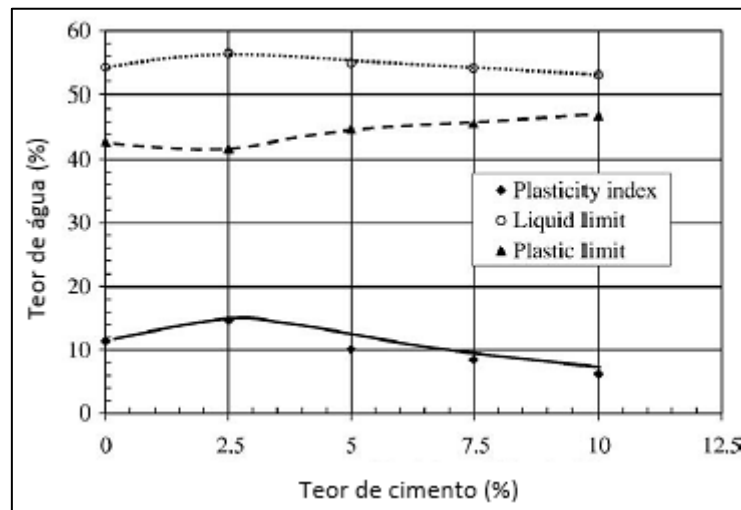


Figura 2.20 – Limites de consistência num solo de Aberdeen, conteúdo em água de 27% (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)

2.2.4.5 Peso volúmico pós-cura

Segundo Pakbaz e Alipour (2012) o **peso volúmico** de uma mistura de solo argiloso tratado com cimento aumenta ligeiramente com o teor em cimento adicionado e tempo de cura. Os autores sugerem que isto poderá dever-se a uma perda de volume da mistura, resultado do processo de cura do ligante – Figura 2.21.

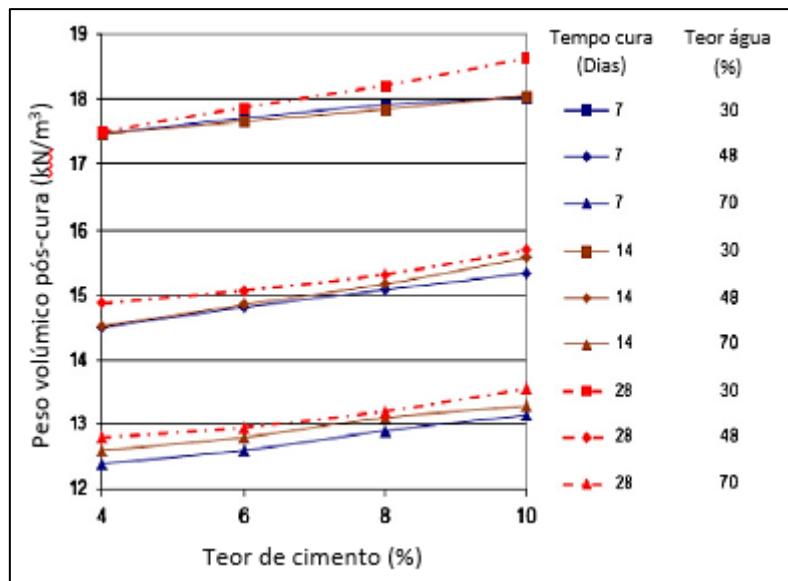


Figura 2.21 – Influência do teor em cimento no peso-volumico, com diferentes conteúdos em água e períodos de cura (Pakbaz e Alipour, 2012)

2.2.4.6 Redução do volume da amostra ou do teor em água durante o endurecimento

Bahar, Benazzoug e Kenai (2004) analisaram a **redução de volume** de amostras de solo argiloso sem tratamento e com adição de 6% e 10% de teor de cimento em relação à massa de solo seco. Verificaram uma rápida perda de volume em todas as amostras durante os primeiros 4 dias de cura. Com o passar do tempo, a redução de volume torna-se negligenciável. Uma cura bem conseguida durante o período inicial, mantendo os teores de humidade relativa elevados, é recomendável, para prevenir reduções de volume excessivas e fendilhação resultante. Após 25 dias de cura, o solo tratado com 6% e 10% de teor de cimento apresenta uma redução de volume cerca de 20% e 44%, respectivamente, menor que a perda de volume verificada no solo não estabilizado – Figura 2.22.

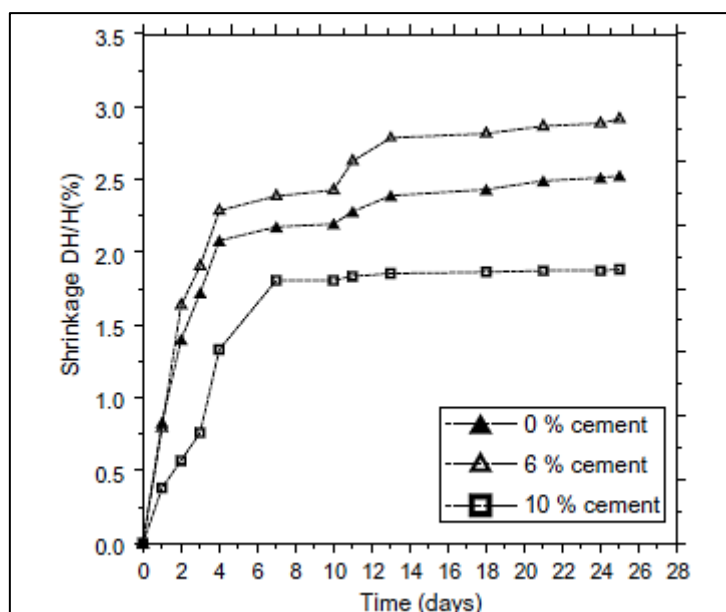


Figura 2.22 – Efeito do teor em cimento na redução de volume (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

Um maior teor em água inicial no solo também promove a perda de volume durante o endurecimento. Por outro lado, a correcção da granulometria do solo, tratando-se de um solo fino, por adição de areia resulta numa menor perda de volume – Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Variação da redução de volume com diferentes conteúdos de água, areia e/ou cimento (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

Water content (%)	8.63	10.0	12.0	13.43	16.56	19.28
Final shrinkage (mm)	0	0	0.86	2.59	3.8	6.03
Sand content (%)	5	10	15	20		
Final shrinkage (mm)	1.74	1.73	0.88	0.87		
Cement (C) + sand (S)	5%C + 15%S	10%C + 10%S	15%C + 5%S			
Final shrinkage (mm)	1.12	1.11	0.74			

Segundo Sariosseiri e Muhunthan (2009), a adição de cimento leva a uma redução significativa do conteúdo de água presente no solo. Apesar da velocidade de secagem inicial aumentar com a quantidade de cimento adicionado, após 30 minutos o ritmo de secagem tende a ser idêntico para qualquer teor de cimento adicionado – Figura 2.23.

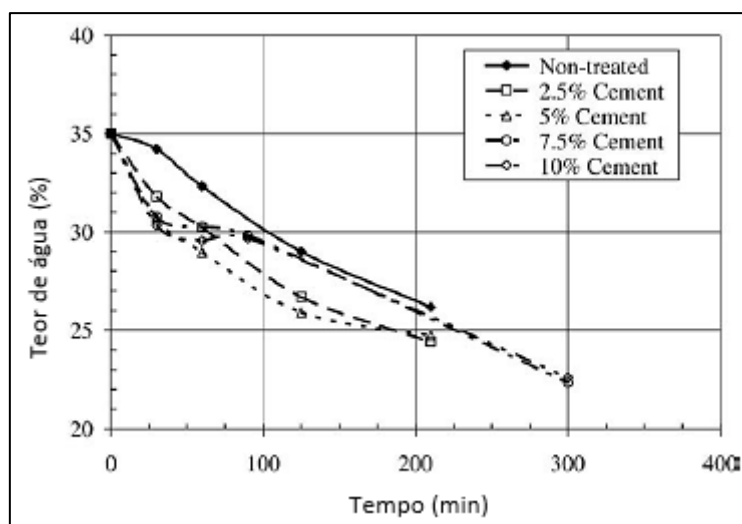


Figura 2.23 – Solidificação num solo de Aberdeen (Sariosseiri e Muhunthan, 2009)

2.2.4.7 Condutividade térmica

Segundo Bahar, Benazzoug e Kenai (2004), a determinação da condutividade eléctrica permite analisar de forma qualitativa a **condutividade térmica** de um material. A condutividade do solo tende a diminuir com o aumento do teor de cimento adicionado. Da mesma forma, a adição de areia, no caso de solos predominantemente finos, também reduz esse parâmetro. Os autores deste estudo sugerem que a maior condutividade verificada em amostras com menor teor de ligante se deve ao facto de estas apresentarem maior quantidade de água livre (água que não foi consumida no processo de hidratação do cimento) – Figura 2.24.

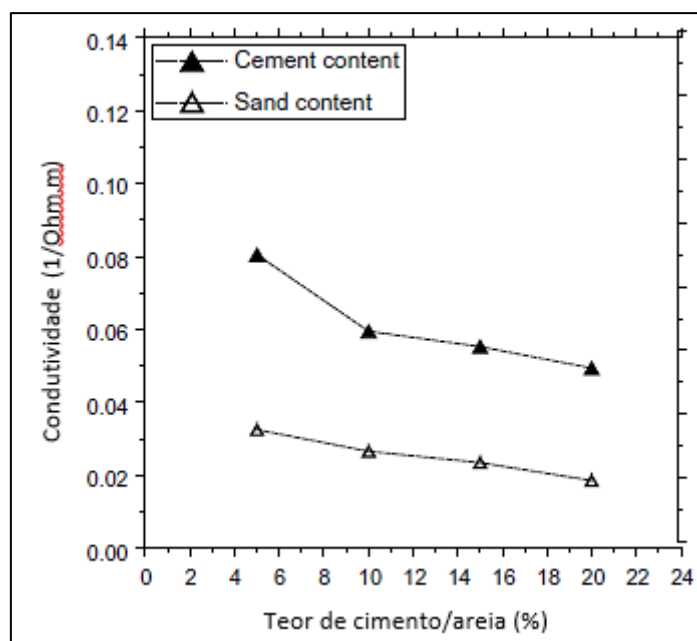


Figura 2.24 – Efeito do conteúdo de cimento na condutividade (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

2.2.4.8 Resistência à água – Permeabilidade

Segundo Bahar, Benazzoug e Kenai (2004), a adição de cimento reduz a **permeabilidade** de solo. O coeficiente de permeabilidade do solo usado neste estudo de 2004 reduz de 14×10^{-8} m/s para 0.27×10^{-8} m/s quando o teor em cimento adicionado aumenta de 5% para 20% – Figura 2.25.

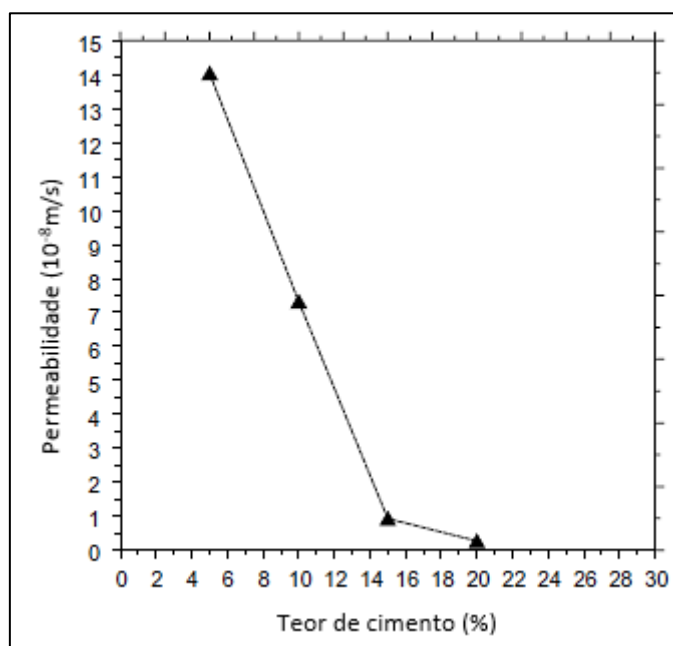


Figura 2.25 – Efeito do teor de cimento na permeabilidade (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

2.2.4.9 Resistência à água – Absorção de água por capilaridade

Segundo Cruz (2004), provetes de solo não tratado não apresentam qualquer durabilidade à acção da água pois, quando em contacto directo, desintegram-se passado pouco tempo.

Para qualquer tempo de leitura, a **quantidade de água absorvida por capilaridade** por um solo tratado com maior quantidade de ligante é menor do que no caso de amostras com menor teor de cimento (cujas absorção é cerca de 11% superior). Assim, a capacidade de um solo absorver água por capilaridade diminui com o aumento da quantidade de cimento adicionado. Além disso, a maior parte da absorção de água dá-se numa fase inicial, acabando por estabilizar com o tempo – Tabela 2.8 e Figura 2.26.

Tabela 2.8 – Absorção de água por capilaridade (g/cm²) para amostras com 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

<div>Tempo (min)</div> <div>Tipo de Mistura</div>	S6C	S10C
0	0,000	0,000
15	0,137	0,090
30	0,192	0,129
60	0,277	0,187
120	0,397	0,263
240	0,569	0,368
360	0,680	0,440
480	0,769	0,494
600	0,785	0,535
720	0,792	0,569
840	0,795	0,598
1440	0,799	0,711
2040	0,803	0,723
2880	0,805	0,743
3480	0,805	0,745
4320	0,806	0,748

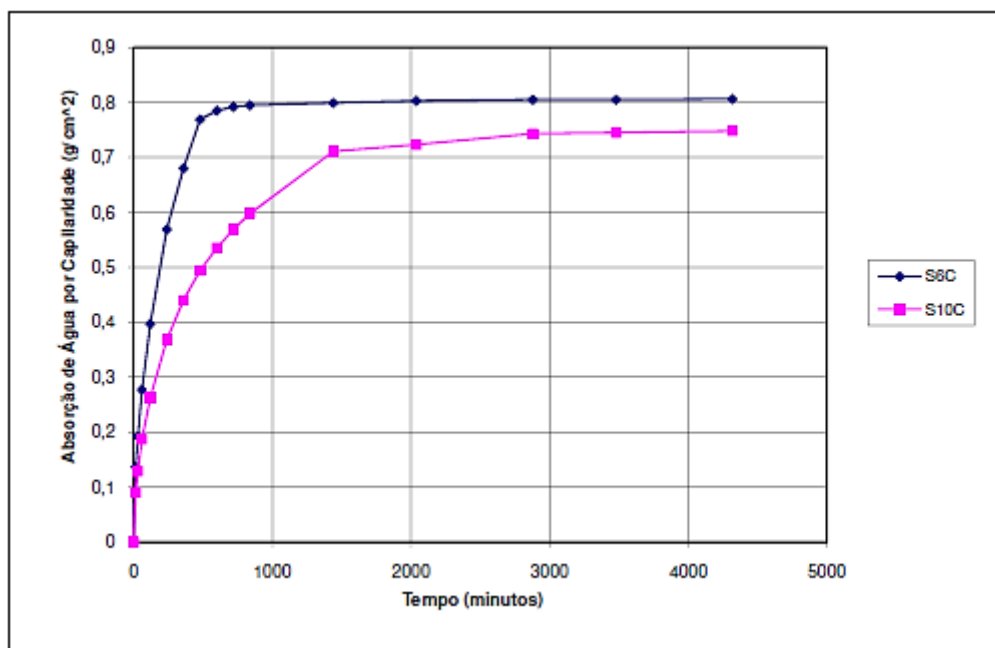


Figura 2.26 – Absorção de água por capilaridade para amostras com 6% e 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

2.2.4.10 Resistência à água – Ciclos molhagem-secagem e gelo-degelo

Segundo Cruz (2004), o índice de durabilidade, semelhante para ambas as concentrações de cimento (6% e 10%), mostra que a **perda de resistência devida a ciclos de molhagem-secagem** é relativamente indiferente à quantidade de cimento adicionada para solos argilosos. Isto sugere que, quando o cimento adicionado seja suficiente para prevenir a perda de coesão do solo por acção da água, a perda de resistência, em percentagem, será semelhante para qualquer valor de cimento adicionado – Tabela 2.9 e Figura 2.27.

Tabela 2.9 – Efeito de ciclos de molhagem-secagem em amostras não-tratadas e tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = Rc/Rs*100 (%)
S	1.7	0.0	0.00
S6C	14.6	13.6	93.2
S10C	19.7	18.4	93.4

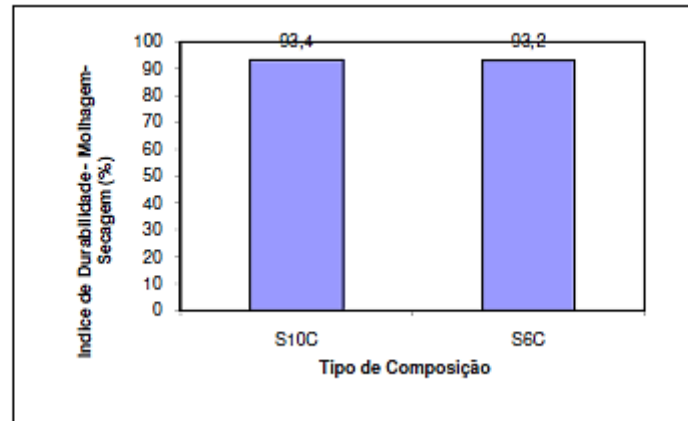


Figura 2.27 – Índice de durabilidade após ciclos de molhagem-secagem em amostras tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

O mesmo ocorre quando se analisa a perda de resistência devida a ciclos de gelo-degelo – Tabela 2.10 e Figura 2.28.

Tabela 2.10 – Efeito de ciclos de gelo-degelo em amostras não-tratadas e tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = $R_c/R_s \times 100$ (%)
S	2.2	0.0	0.00
S6C	20.1	19.0	94.5
S10C	27.8	27.0	97.1

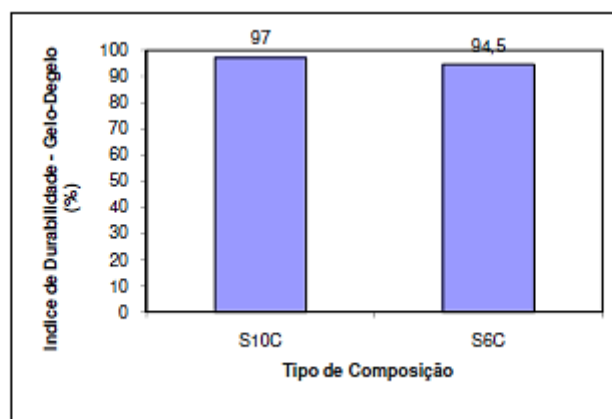


Figura 2.28 – Índice de durabilidade após ciclos de molhagem-secagem em amostras tratadas com 6% ou 10% de teor em cimento (Cruz, 2004)

2.2.4.11 Influência da compactação na resistência à compressão

Bahar, Benazzoug e Kenai (2004) analisaram três métodos de compactação distintos: **compactação dinâmica**, **compactação estática** e **compactação vibro-**

estática, para amostras saturadas (48h de imersão em água antes da realização do ensaio) e não-saturadas (amostras “secas”). A compactação dinâmica consegue sempre o maior ganho de resistência, para qualquer teor de cimento. Para solos saturados, apenas a compactação dinâmica se diferencia das restantes – Figura 2.29.

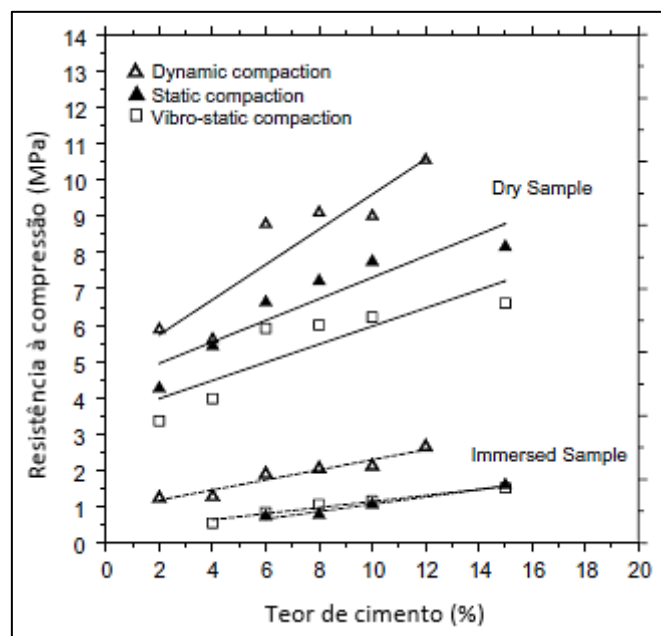


Figura 2.29 – Efeito do método de compactação na resistência à compressão de amostras saturadas e não-saturadas (Bahar, Benazzoug e Kenai, 2004)

Já Vitali (2008) propôs-se a investigar a variação da resistência à compressão uniaxial (RCU) com a razão volume de vazios/volume de cimento (V_v/V_c) proposta por Lanarch (1960), estudando, em primeira instância, a influência do teor em cimento, da porosidade e do teor em água na RCU, parâmetros de maior influência na resistência do solo-cimento compactado e através dos quais é possível determinar a razão referida através das expressões A.10 e A.11 (Anexo A).

- Variação da RCU com a porosidade

A resistência à compressão aumenta exponencialmente com a diminuição da porosidade, o que demonstra uma grande influência deste parâmetro na resistência de misturas de solo-cimento e, conseqüentemente, na eficácia da solução. O autor sugere que este aumento de resistência está relacionado com o aumento do número de pontos de contacto entre partículas, que permite mobilizar maior atrito entre elas – Figura 2.30.

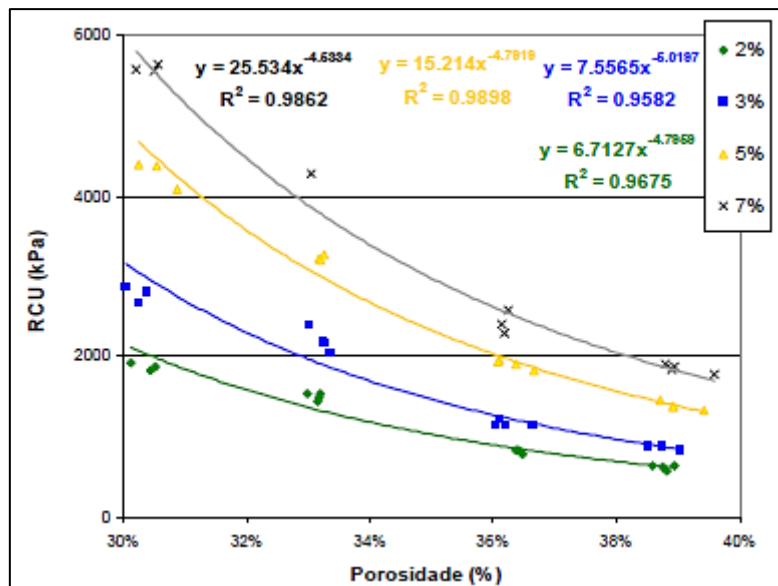


Figura 2.30 – Influência da porosidade na resistência à compressão (Vitali, 2008)

- Variação da RCU com o teor em água

Também a água presente na mistura interfere com a resistência máxima adquirida, pois o nível de compactação obtido e a hidratação do cimento dependem dessa quantidade. A resistência aumenta até um determinado valor ótimo, decrescendo se uma maior quantidade de água for adicionada a partir desse valor – Figura 2.31.

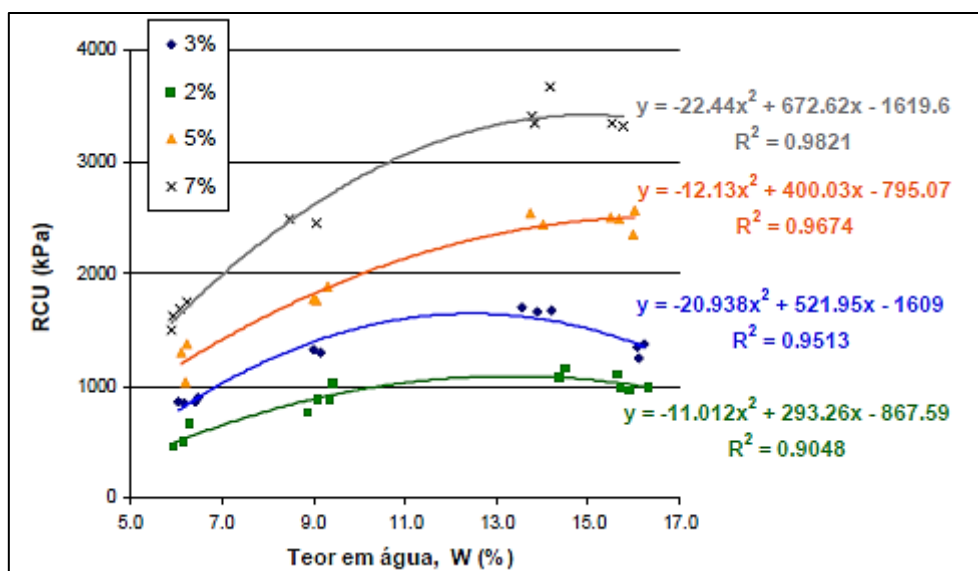


Figura 2.31 – Influência do teor em água na resistência à compressão (Vitali, 2008)

- Variação da RCU com o teor de cimento

A resistência do solo aumenta linearmente com o aumento do teor em cimento adicionado à mistura. Mesmo a adição de baixas percentagens de cimento promove

ganhos significativos de resistência, especialmente se o teor em água adicionado se encontrar próximo do teor óptimo para essa mistura de solo-cimento – Figura 2.32.

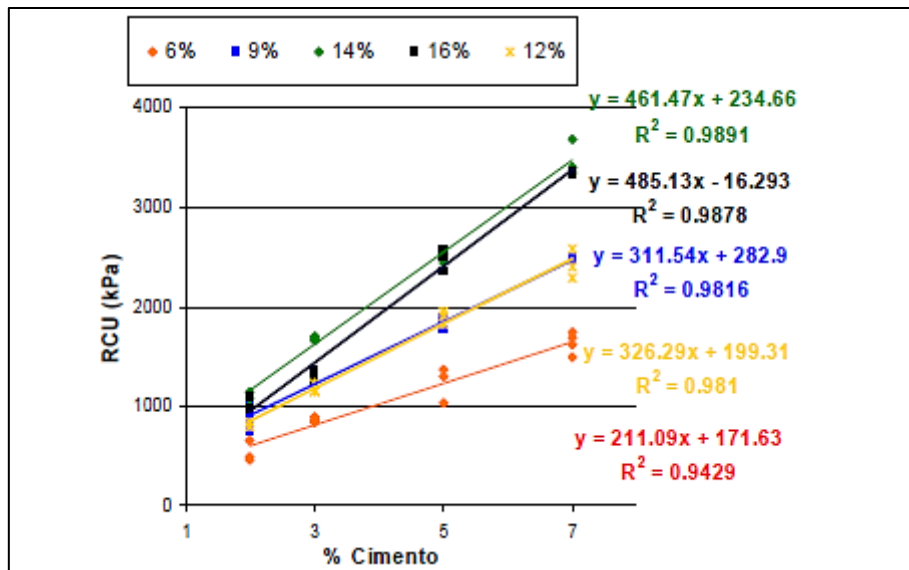


Figura 2.32 – Influência do teor de cimento na resistência à compressão (Vitoli, 2008)

- Variação da RCU com a razão Vv/Vc

A relação Vv/Vc mostra ser um parâmetro bastante interessante para controlo da resistência de misturas de solo-cimento. Uma diminuição da relação Vv/Vc implica um aumento exponencial da resistência alcançada – Figura 2.33.

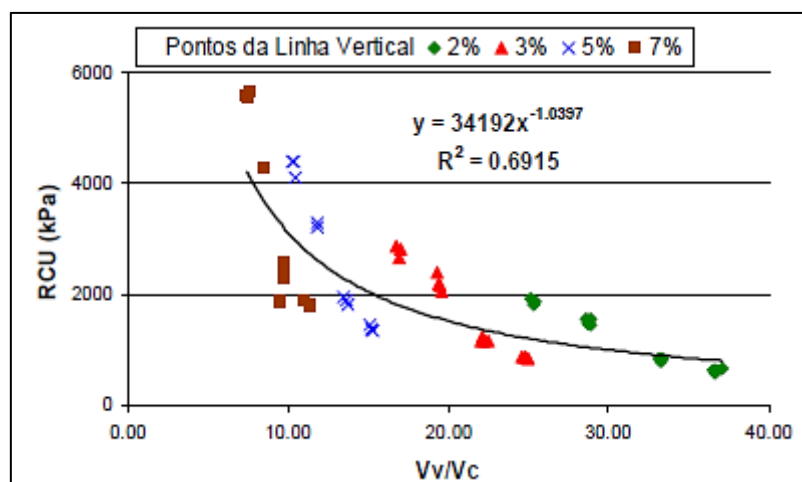


Figura 2.33 – Relação entre a resistência à compressão de um solo e a sua razão Vv/Vc (Vitoli, 2008)

Factorizando a relação com um valor de 0,21, empiricamente obtido, é possível ajustar a curva de forma a apresentar uma melhor compatibilização dos resultados. Esse expoente, aplicado directamente ao volume de cimento, indica a baixa

sensibilidade do solo à adição de cimento comparativamente com a porosidade (volume de vazios). Isto demonstra a franca importância de uma **compactação** eficaz em qualquer trabalho de beneficiação de solos com solo-cimento, independentemente do teor de ligante escolhido – Figura 2.34.

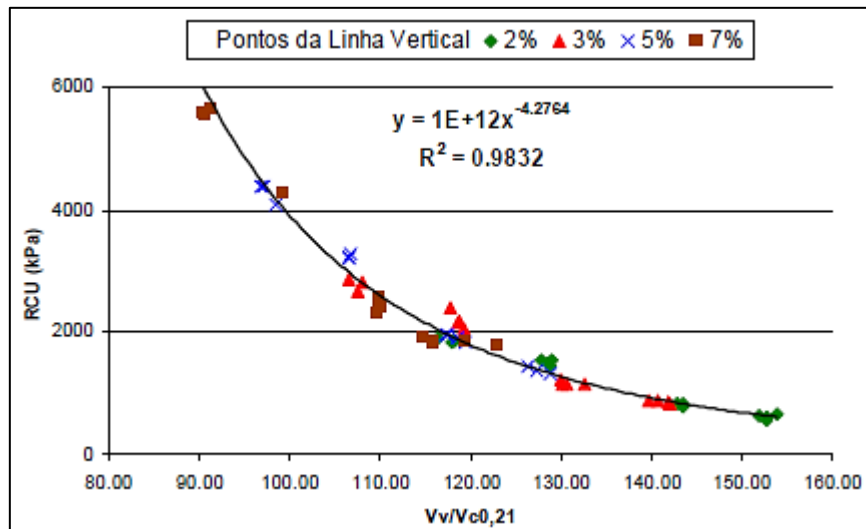


Figura 2.34 – Relação entre a resistência à compressão de um solo e a sua razão Vv/Vc, factorizada (Vitoli, 2008)

O cimento apresenta-se assim como uma solução viável na estabilização de solos, uma vez que a melhoria das características mecânicas e de durabilidade é significativa. Além disto, o cimento é usado em pequenas percentagens comparativamente à quantidade de solo estabilizado. O acréscimo da quantidade de cimento provoca melhorias nas características mecânicas, e na durabilidade, mas deve merecer alguma ponderação, sob o ponto de vista da utilidade e custo.

Capítulo 3

3 Estudo Experimental

3.1 Introdução e Planeamento

Dados os objectivos citados e sobre os quais o estudo se dedica, apresenta-se agora todo o percurso experimental realizado, desde o planeamento dos trabalhos e recolha de amostras até ao procedimento experimental em laboratório e a sua conclusão.

O seguinte planeamento dos trabalhos foi definido em discussão com diversos técnicos relacionados com a obra executada em Caminha:

1. As amostras de solo não tratado foram recolhidas nos troços considerados representativos dos tipos de solo predominantes na zona de Caminha;
2. As amostras foram transportadas para laboratório, onde seriam devidamente dispostas e identificadas;
3. As amostras foram preparadas para ensaios de identificação segundo a norma LNEC E195 (1966);
4. Foram efectuados ensaios de análise granulométrica às amostras de solo recolhidas, segundo a especificação LNEC E 196 (1966);
5. Solos similares foram preparados para trabalhos futuros a partir de fusos granulométricos;

6. Efectuou-se a determinação do teor em água óptimo das diversas amostras segundo a norma LNEC E197 (1966);
7. Às amostras de solo foi adicionado 4% de cimento CEM II/B-L 32,5N e foram preparados provetes para ensaios de compressão segundo a norma EN 13286, parte 50 (2004);
8. Os ensaios foram validados através do seu teor de água real aquando do fabrico dos provetes e pelo tipo de rotura obtido segundo a norma EN 13286, parte 41 (2004);
9. Os resultados foram analisados de forma a se retirarem algumas conclusões sobre o ganho de resistência efectivo com o tratamento preconizado.

3.2 Identificação dos Materiais

3.2.1 Solo

Recolheram-se diversas amostras dos solos predominantes nas zonas tratadas: duas de solo saibroso e três de solo xistoso, num total de aproximadamente a mesma quantidade para cada tipo de solo – Figura 3.1. Houve o cuidado de escolher zonas de colheita de amostras cujo solo não apresentasse qualquer adição de cimento, apenas um solo natural semelhante ao encontrado nos troços beneficiados, antes do tratamento.

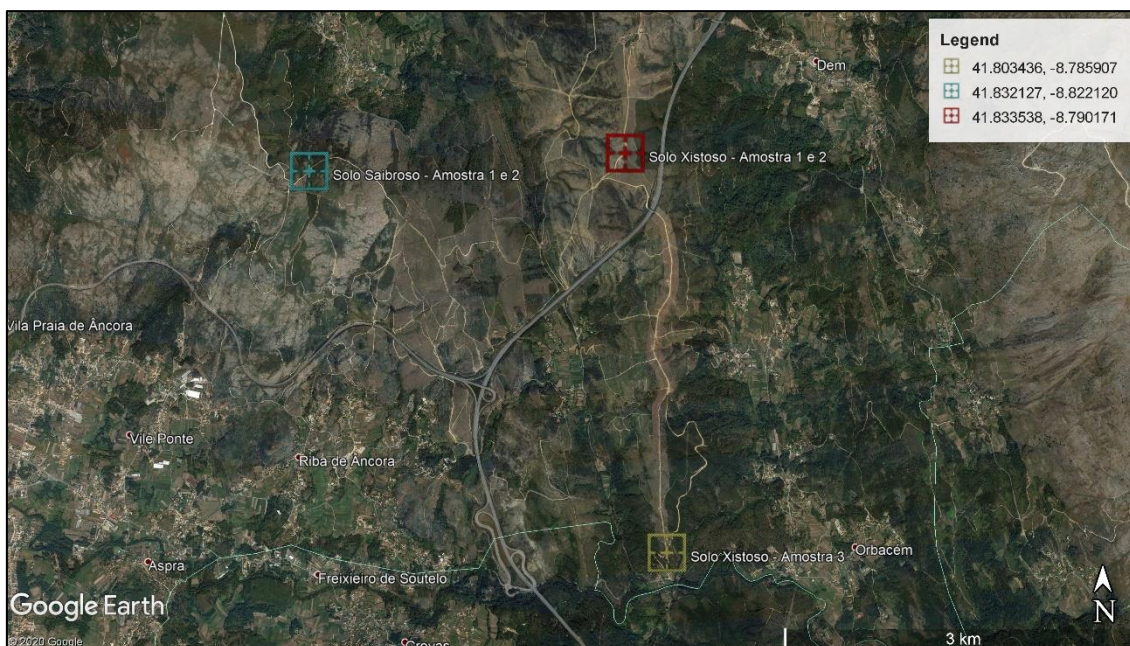


Figura 3.1 – Localização dos pontos de amostragem (concelho de Caminha)

A razão pela qual se retirou uma amostra adicional de solo xistoso deve-se ao facto de este ser um solo geograficamente bastante mais disperso. Considerou-se que este facto poderia resultar em solos xistosos bastante heterogéneos e, como tal, a zona de colheita foi alargada. O solo saibroso encontra-se apenas em troços do percurso na zona de São Pedro de Varais, o que resulta em amostras de solo bastante semelhantes entre si.

Segundo informação prestada, o solo saibroso trata-se ainda de um solo proveniente de terras de empréstimo, utilizado em manutenções anteriores de uma determinada zona do percurso, dadas as suas boas características para vias rurais. Isto leva a que se espere um solo com uma granulometria extensa e bem calibrada e que apresente resultados laboratoriais superiores ao solo xistoso.

Sendo que a camada sujeita a escarificação nos troços tratados tinha cerca de 20cm, as amostras de solo foram retiradas até um máximo de 20cm de profundidade, após remoção da camada superficial do terreno. Tal como se pode verificar na Figura 3.2, em laboratório as amostras foram dispostas em recipientes apropriados e devidamente identificadas.



Figura 3.2 – Amostras de solo dispostas em laboratório

Apesar de se considerar que as condições de temperatura e humidade no interior do laboratório são relativamente constantes, optou-se por se trabalhar sequencialmente com as amostras, de modo a que apenas uma amostra estivesse disposta no laboratório em cada instante, espalhada numa fina camada de solo, e sujeita ao teor de humidade ambiente, tal como se pode verificar na Figura 3.3.



Figura 3.3 – Amostra de solo disposta em camada uniforme

3.2.2 Cimento

Neste estudo utilizou-se o mesmo tipo de cimento utilizado nos trabalhos em Caminha – Cimento Portland CEM II/B-L 32,5N, da CIMPOR. Trata-se de um

ligante indicado para todo o tipo de argamassas e, assim, indicado para um largo espectro de trabalhos. Esta adequação a trabalhos de construção de carácter geral terá levado os técnicos relacionados com a obra executada a optar por este ligante.

A ficha técnica disponibilizada pelo fabricante encontra-se apresentada em anexo (Anexo B.1), onde se encontra referido “Solo cimento” como uma das utilizações recomendadas.

3.2.3 Água

A água utilizada provém da rede pública de Almada, considerando-se que cumpre todos os requisitos impostos pela norma NP EN 1008 (2003) – “Água de amassadura para betão”.

3.3 Preparação de Amostras

As amostras foram preparadas para ensaios de identificação segundo a especificação LNEC E 195 (1966), nomeadamente para ensaios de análise granulométrica, seguindo a especificação aplicável. Um resumo do procedimento pode ser compreendido através do esquema apresentado na Figura 3.4.

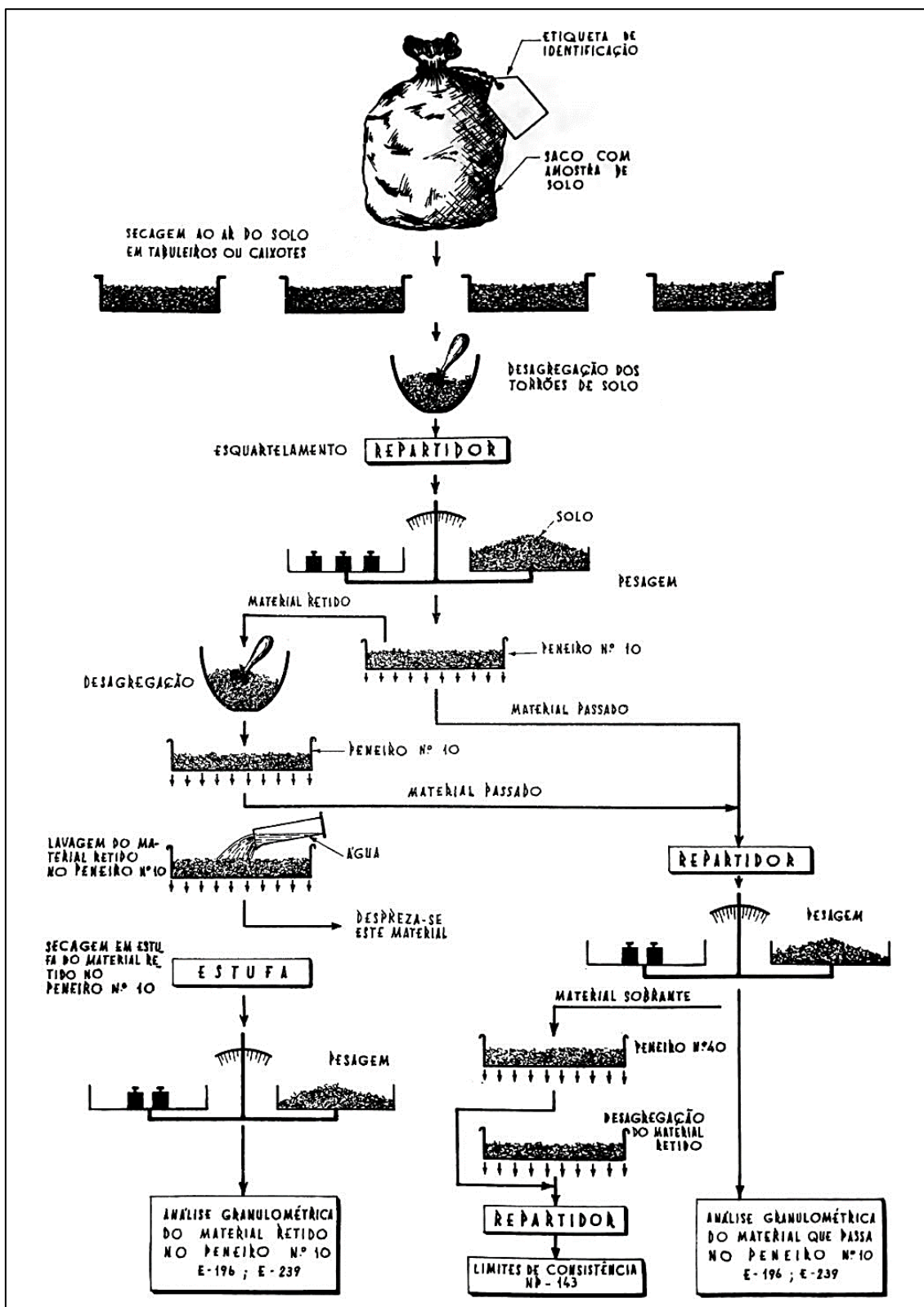


Figura 3.4 – Esquema do ensaio preconizado na especificação LNEC E 195 (1966) – Correia (1980)

Após secagem ao ar (controlada através da medição diária do teor em água natural), começou-se por desagregar os torrões de solo presentes nas amostras. Recorreu-se, para tal, a uma passagem sequencial do solo através dos peneiros $\frac{3}{4}$ " ASTM (19,0

mm), #4 ASTM (4,75 mm) e #10 ASTM(2,00 mm) excepcionalmente vigorosa, durante a qual se aproveitou para remover permanentemente das amostras todas as partículas cuja maior dimensão fosse superior a 40,0 mm.

De seguida, com o auxílio de um repartidor (Figura 3.5), realizou-se o esquartelamento das amostras através de duas passagens consecutivas de todo o solo recolhido, para cada amostra de solo. Serviu este método para garantir que as amostras seleccionadas (1/4 de cada amostra original) para ensaios de identificação são representativas do solo original.



Figura 3.5 – Repartidor e esquartelamento do solo

Cada amostra foi então separada em duas porções, mediante passagem pelo peneiro #10 ASTM (2,00mm). O material retido foi sujeito a nova desagregação, pelo método descrito anteriormente, tendo os mesmos cuidados para não reduzir o tamanho individual das partículas. Este material foi novamente passado pelo peneiro #10 ASTM e todo o material passado seria criteriosamente misturado com o recolhido na primeira passagem. A totalidade do solo, após mistura, passado no peneiro #10 ASTM foi pesado e registado como **massa do material fino**.

Por fim, o material retido foi lavado com água de todos os finos, seco na estufa a $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ e pesado. Este valor seria registado como **massa do material grosso** e encontrava-se pronto para servir a análise granulométrica dos grossos.

Ao material fino (passado no peneiro #10 ASTM) foi retirada uma amostra representativa não inferior a 115g (usualmente cerca de 150g para cada amostra de solo), como indica a norma para solos arenosos. Para tal, recorreu-se novamente ao repartidor de forma a dividir, consecutivamente, as amostras de solo até se atingir a referida massa. Estas amostras de solo foram então guardadas para servir a análise

granulométrica dos finos.

O material sobran te passado no peneiro #10 ASTM foi guardado para ensaios de limites de consistência. A título de exemplo, na Tabela 3.1, apresentam-se os valores obtidos em cada etapa de preparação da amostra 1 de solo xistoso.

Tabela 3.1 - Valores característicos da Amostra 1 de solo xistoso

m_t – massa total da amostra seca (g)	3992.95
m_1 – massa do material grosso (g)	2498.71
m_2 – massa do material fino (g)	1494.24
F_g – percentagem de material grosso (%)	62.6
F_f – percentagem de material fino (%)	37.4
m_f – massa da amostra de material fino (g)	150.5

Onde,

- $m_t = m_1 + m_2;$ (3.1)

- $F_g = \frac{m_1}{m_t} * 100;$ (3.2)

- $F_f = \frac{m_2}{m_t} * 100.$ (3.3)

3.4 Análise Granulométrica de Solos

A análise granulométrica foi conduzida segundo a especificação LNEC E 196 (1966) (valores completos no Anexo C.1), com recurso a um agitador mecânico. A título de exemplo, na Tabela 3.2 e Tabela 3.3, apresentam-se os cálculos efectuados para a Amostra 1 de Solo Xistoso.

Tabela 3.2 – Análise granulométrica do material grosso da Amostra 1, solo xistoso

	Peneiro ASTM [mm]	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção retida no peneiro #10 (material grosso)	76.1		0.0	0.0	100.0
	50.8		0.0	0.0	100.0
	38.1	0	0.0	0.0	100.0
	25.4	241.43	6.0	6.0	94.0
	19	364.11	9.1	15.2	84.8
	9.51	1051.13	26.3	41.5	58.5
	4.76 (#4)	434.23	10.9	52.4	47.6
	2 (#10)	407.39	10.2	62.6	37.4
	Total	2498.29			
	Erro	0.02%			

Onde,

$$\bullet \quad Retido_i = \frac{Massa \text{ retida}_i}{m_1} * F_g; \quad (3.4)$$

$$\bullet \quad Retido_{acumulado_i} = \sum_{i=1}^n Retido_i; \quad (3.5)$$

$$\bullet \quad Passado_{acumulado_i} = 100 - Retido_{acumulado_i} \quad (3.6)$$

Tabela 3.3 – Análise granulométrica do material fino da Amostra 1, solo xistoso

	Peneiro ASTM	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção passada no peneiro #10 (material fino)	#20	84.03	20.9	20.9	16.5
	#40	60.02	14.9	35.8	1.6
	#60	3.2	0.8	36.6	0.8
	#140	1.69	0.4	37.0	0.4
	#200	0.04	0.0	37.0	0.4
	Refugo	0.03	0.0	37.1	0.4
	Total	149.01			
	Erro	0.99%			

Onde,

- $Retido_i = \frac{Massa\ retida_i}{m_f} * F_f;$ (3.7)

- $Retido_{acumulado_i} = \sum_{i=1}^n Retido_i;$ (3.8)

- $Passado_{acumulado_i} = F_f - Retido_{acumulado_i}$ (3.9)

De seguida apresentam-se as análises dos respectivos solos – Figura 3.6 e Figura 3.7:

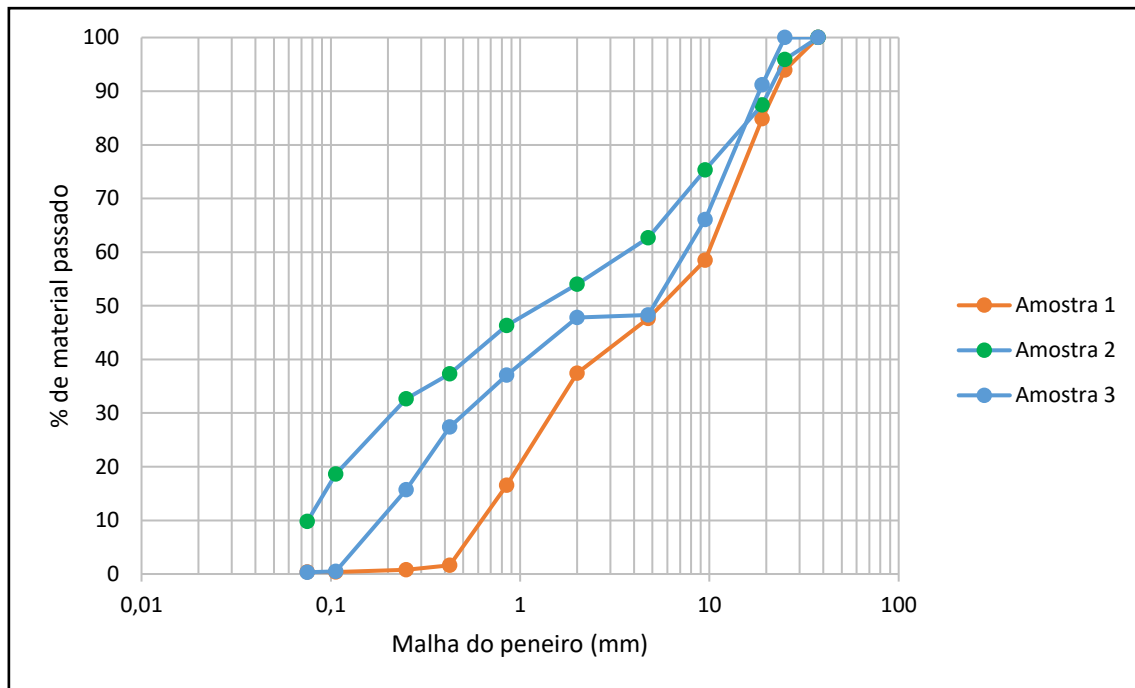


Figura 3.6 – Fuso granulométrico, solo xistoso

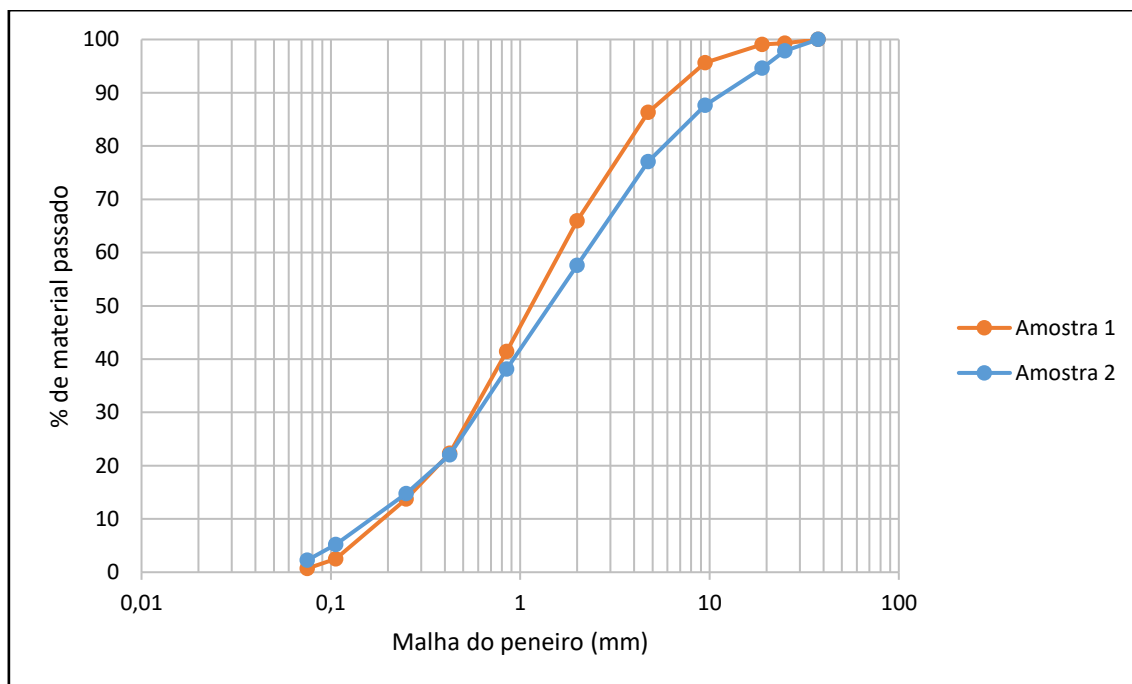


Figura 3.7 – Fusão granulométrica, solo saibroso

O solo saibroso apresenta-se bastante mais homogêneo e dotado de uma granulometria extensa e bem calibrada. Ao solo xistoso tiveram de ser retiradas diversas partículas cuja dimensão ultrapassava a dimensão máxima preconizada de 40mm, semelhante ao que havia sido retirado do solo em Caminha, durante a escarificação. Comparando os dois, os resultados esperados deverão ser francamente superiores para o solo saibroso.

Considerou-se que as amostras de ambos os solos eram suficientemente semelhantes para serem trabalhadas como um fuso e, como tal, as amostras foram misturadas de forma criteriosa, resultando em duas amostras finais, uma para cada tipo de solo.

Segundo a norma portuguesa NP 143 (1969), “a determinação do limite de liquidez (...) é somente aplicável a solos com cerca de 30% ou mais, em peso de partículas de dimensões inferiores a 0,05mm.”

Como é possível observar, nenhuma das amostras apresentou mais de 10% de material passado no peneiro #200 ASTM (0,075mm). Desta forma, nenhum dos solos em estudo está em condições de ser ensaiado relativamente aos limites de consistência. O solo que se encontrava reservado para estes ensaios foi, assim, novamente misturado com a amostra total.

3.5 Ensaios de Compactação de Solo – Ensaio Proctor

A determinação do teor em água óptimo para cada um dos solos inalterados foi conseguida através do ensaio de compactação Proctor, segundo a especificação LNEC E 197 – “Ensaio de compactação” e o método identificado a vermelho na Tabela 2.2 da EN 13286-2. A totalidade da metodologia adoptada apresenta-se no Anexo C.2.

No gráfico da Figura 3.8 apresenta-se o resultado do ensaio de compactação manual leve em molde pequeno para o solo saibroso sem adição de cimento. A curva de Proctor regista um valor máximo de peso volúmico seco de, aproximadamente, $\rho = 16,30 \text{ kN/m}^3$ e um teor em água óptimo de, aproximadamente, $w = 17,4\%$.

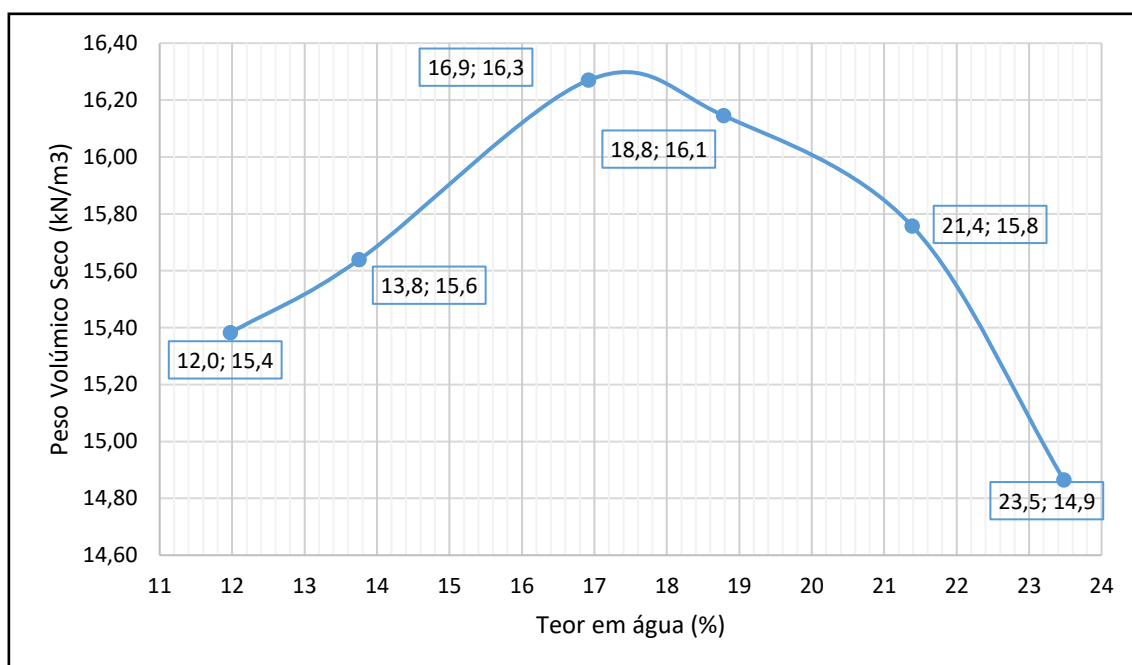


Figura 3.8 – Ensaio de compactação manual leve, solo saibroso

De seguida efectuou-se, para o mesmo solo, um ensaio de **compactação manual pesado** em molde pequeno (Proctor modificado). No gráfico da Figura 3.9 apresenta-se o resultado do ensaio. A curva de Proctor regista um valor máximo de peso volúmico seco de, aproximadamente, $\rho = 18,05 \text{ kN/m}^3$ e um teor em água óptimo de, aproximadamente, $w = 12,7\%$.

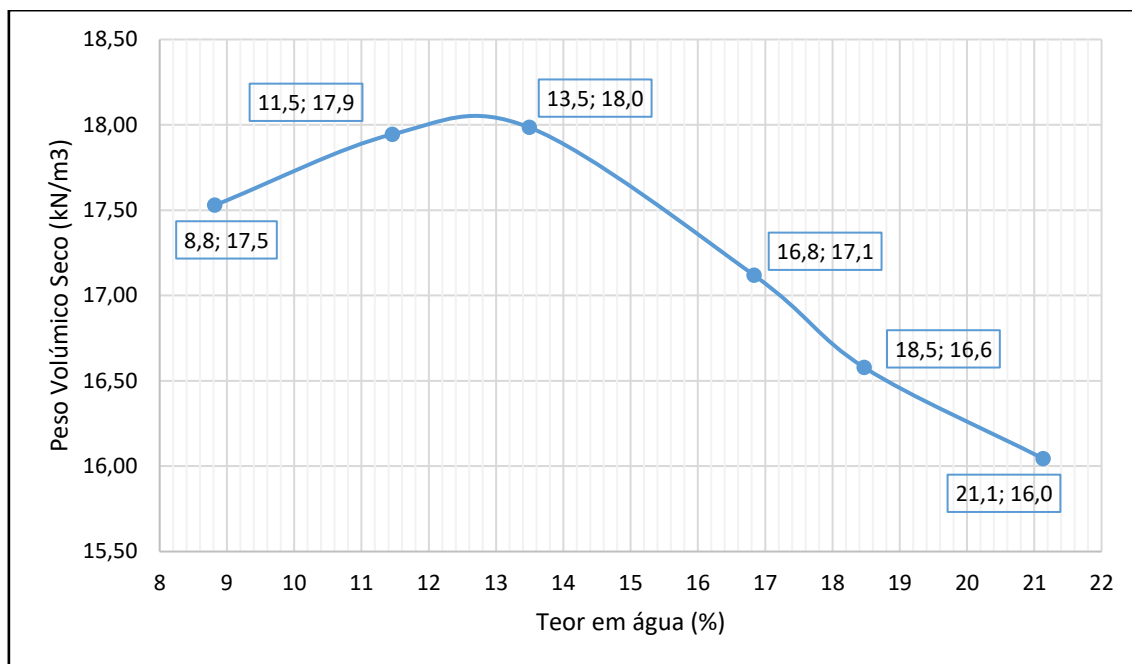


Figura 3.9 – Ensaio de compactação manual pesada, solo saibroso

3.6 Ensaios de Compactação de Solo – Adaptação Marshall

Aproveitando o estudo decorrente, decidiu-se proceder com uma investigação paralela. Esta envolvia a adaptação de um compactador de impacto automático normalizado para misturas betuminosas utilizado na preparação de provetes para ensaios Marshall, de agora em diante simplesmente denominado “compactador automático Marshall” (Figura 3.10), à norma de ensaio de compactação Proctor. Esta calibração foi realizada usando a amostra de solo saibroso.



Figura 3.10 – Compactador automático Marshall

O Ensaio Marshall usado para compactação de provetes asfálticos – norma NP EN 12697-30 (2009) – é, em diversos aspectos, bastante semelhante ao Ensaio Proctor pesado. Em termos de equipamento utilizado, usando o molde de Proctor pequeno com 102mm de diâmetro interno (Proctor modificado), a única diferença encontra-se nas dimensões do martelo de compactação. Seguindo as normas EN 13286-2 (2004) e NP EN 12697-30 (2009), para os ensaios Proctor e Marshall respectivamente, sabe-se que o martelo do pilão terá uma massa de, aproximadamente, 4,54kg e uma altura de queda de, aproximadamente, 457mm, resultando assim na mesma energia de compactação por pancada aplicada – equação A.6. No entanto, a dimensão da base de compactação (diâmetro do martelo) difere, sendo que a norma para o ensaio Proctor especifica um diâmetro de 50mm (o que resulta numa compactação que deve ser efectuada através um movimento circular em torno do interior do molde Proctor pequeno), ao passo que a base de compactação do apiloador Marshall possui um diâmetro de, aproximadamente, 100mm, preenchendo a quase totalidade do interior do molde Proctor pequeno e resultando numa compactação sem efeito de corte (*shearing* ou *kneading* na terminologia inglesa).

Estes diferentes métodos de compactação determinam que não seja possível aferir analiticamente qual o número de pancadas (ou outra modificação ao método Proctor tradicional) necessárias para emular o nível de compactação obtido através do

método Proctor, usando o compactador Marshall. Por esta razão, foi necessário considerar uma abordagem experimental que permitisse aferir esse número de pancadas.

Procedeu-se então à determinação da curva de Proctor, usando agora o compactador automático para compactação automática pesada em molde pequeno, seguindo os mesmos critérios presentes na norma LNEC E-197 para a compactação Proctor. A curva de Proctor regista um valor máximo de peso volúmico seco de, aproximadamente, $\rho = 17,73 \text{ kN/m}^3$ e um teor em água óptimo de, aproximadamente, $w = 13,0\%$ – Figura 3.11.

(Nota: Os valores obtidos para a terceira amostra, que corresponde a uma quantidade de água adicionada de 300ml e identificada a vermelho na Figura 3.11, resultaram num teor em água excessivamente desviado do teor em água teórico de cerca de 15%. Recorreu-se assim a uma regressão não linear de 3º grau para obter uma curva que se considera mais próxima de valores admissíveis).

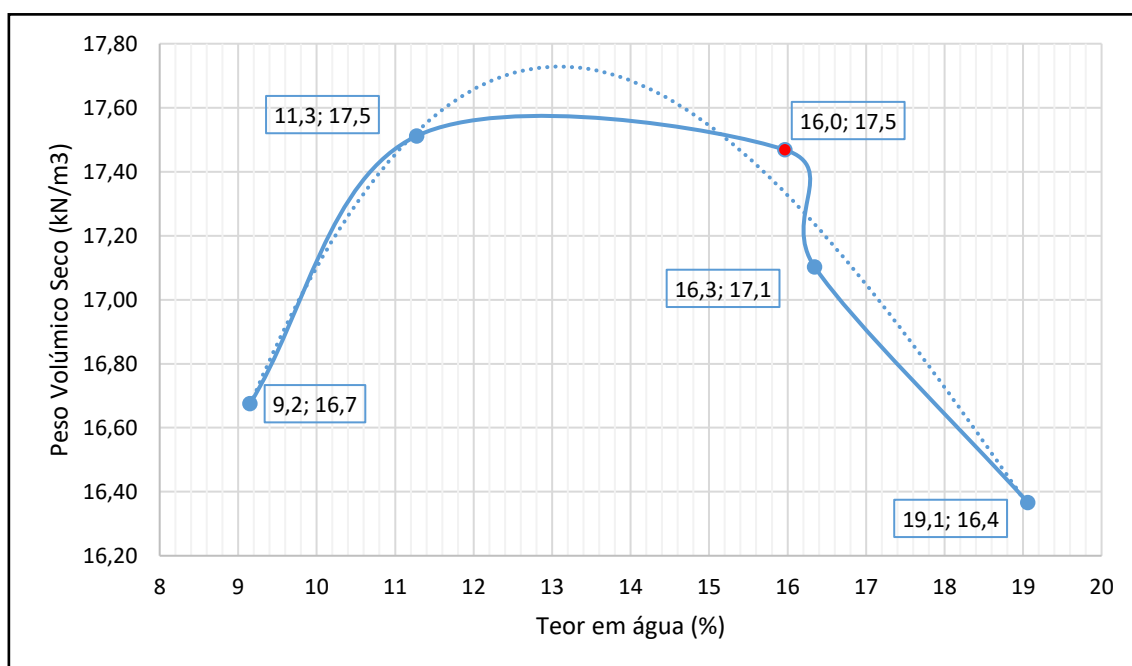


Figura 3.11 – Ensaio de compactação automática pesada, solo saibroso

Comparando os valores máximos de massa volúmica seca obtidos, concluiu-se que é necessário aumentar a energia de compactação – Figura 3.12.

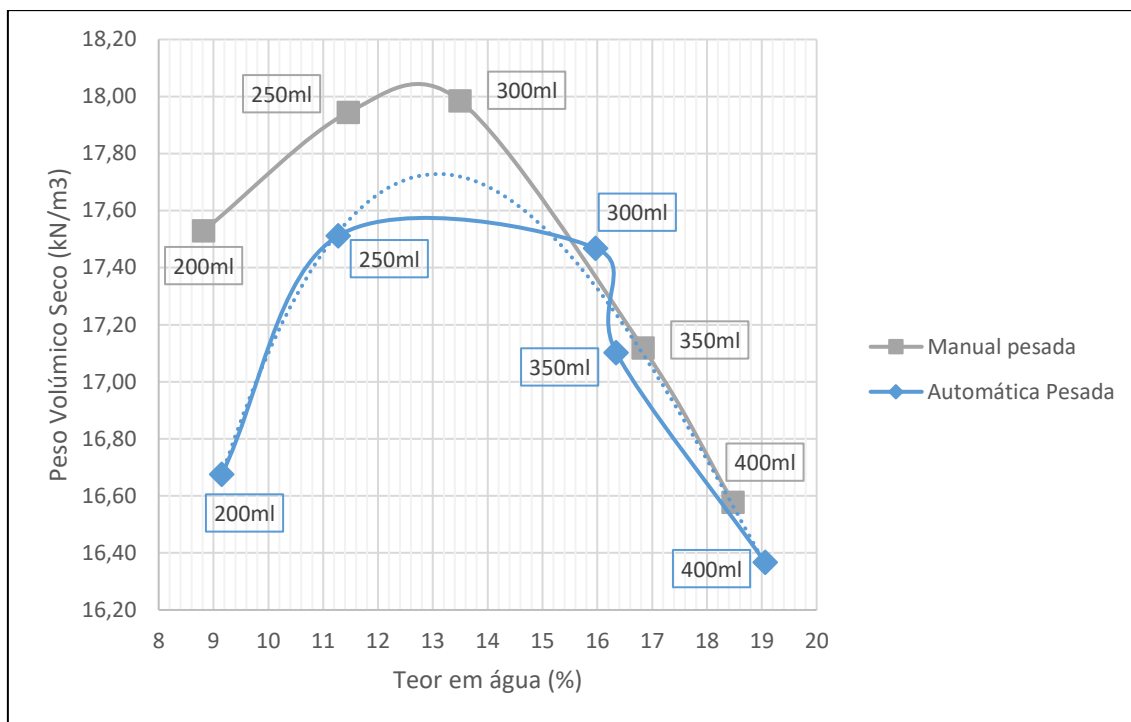


Figura 3.12 – Comparação das compactações pesadas manual e automática

Optou-se por executar 30 pancadas por camada, o que resulta num incremento de 25 pancadas por ensaio. Esta calibração permitiu atingir um valor máximo de peso volúmico seco ($\rho = 17,95 \text{ kN/m}^3$ e $w = 12,1\%$) próximo do obtido pelo método Proctor convencional – Figura 3.13.

Considerou-se assim que esta quantidade de energia emulava de forma suficiente o método de compactação Proctor manual pesado em molde pequeno usando o compactador automático Marshall – Tabela 3.4.

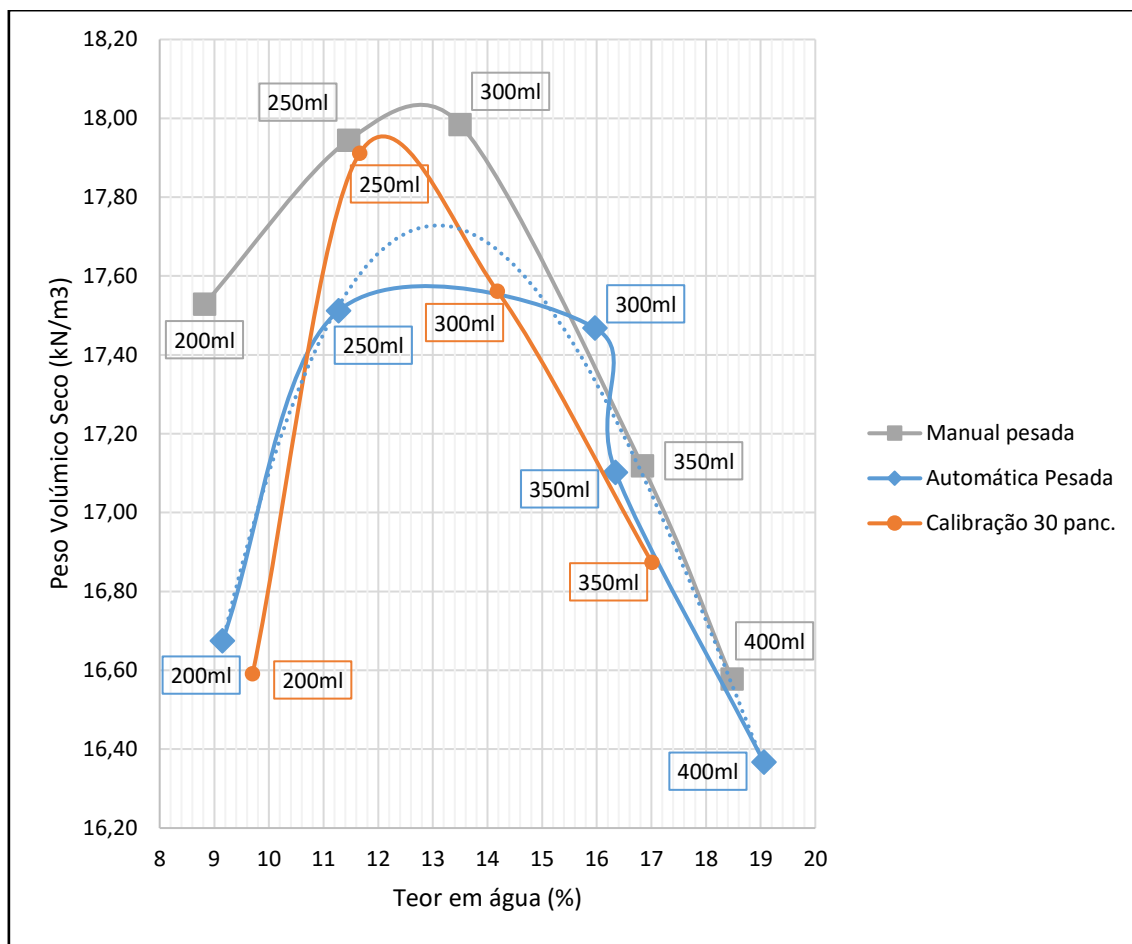


Figura 3.13 – Comparação final, incluindo calibração da compactação automática

Tabela 3.4 – Valores finais de compactação após calibração do compactador automático Marshall – Solo saibroso

	<i>Proctor (25 pancadas)</i>	<i>Marshall (30 pancadas)</i>
<i>Peso volúmico seco máximo</i>	$\rho = 18,05 \text{ kN/m}^3$	$\rho = 17,95 \text{ kN/m}^3$
<i>Teor em água ótimo</i>	$w = 12,7\%$	$w = 12,1\%$

Realizada a calibração, para o solo xistoso foi apenas determinada a curva Proctor usando o método de compactação automática de 30 pancadas, considerando-se que este seria, à semelhança do solo saibroso, o nível de energia de compactação que melhor simulava o ensaio tradicional – Figura 3.14.

A curva de Proctor regista um valor máximo de peso volúmico seco de, aproximadamente, $\rho = 15,43 \text{ kN/m}^3$ e um teor em água ótimo de, aproximadamente, $w = 18,3\%$.

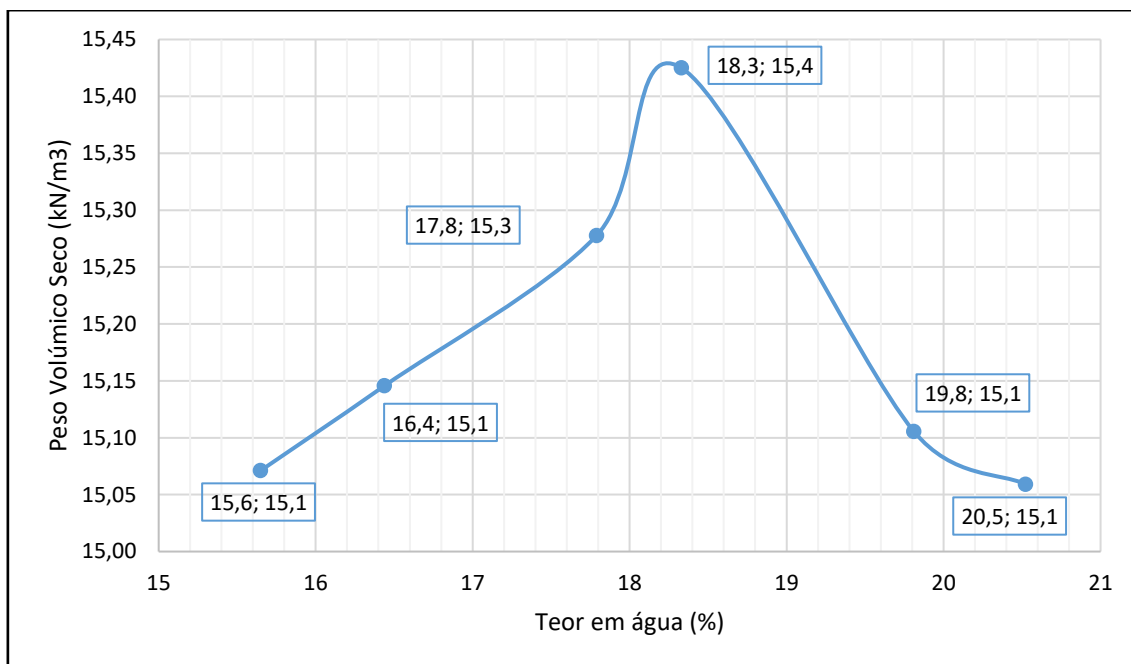


Figura 3.14 – Ensaio de compactação automática pesado c/ 30 pancadas – Solo Xistoso

Os valores de teor de água óptimos para cada solo são, assim, **12,1% para o solo Saibroso e 18,3% para o solo Xistoso**, para uma energia de compactação de, aproximadamente, 3,2MPa – equação A.6 (anexo A).

3.7 Fabrico em Laboratório dos Provates de Solo-Cimento

Pretende-se determinar a resistência à compressão para o solo não tratado e para as misturas de solo-cimento com 4% de teor de ligante em relação à massa de solo seca, logo após a adição de cimento e com 7 dias de cura. Foram, assim, executados 3 provates de cada, num total de 18 provates (9 para cada amostra de solo) segundo as normas NP EN 13286-2 (2004) e NP EN 13286-50 (2004).

Os provates foram concebidos conforme as normas já referidas (EN 13286-2 [2004] e E-197 [1966]) e utilizando o compactador automático Marshall conforme a calibração previamente efectuada, num método de execução de provates em tudo semelhante ao anteriormente empregado durante os ensaios para determinação do teor em água óptimo dos solos originais. A única variante trata-se da não colheita de solo compactado dos provates, sendo que estes se destinam, obviamente, a ensaios de resistência à compressão linear. Serve o solo compactado sobranete e presente na

alonga do molde Proctor para determinar a baridade e teor em água de cada provete fabricado, como método de validação da sua correcta execução. Provetes que apresentem um grau de compactação inferior a 95% (equação A.4 em Anexo) ou uma diferença superior a 2% de teor em água em relação ao óptimo serão considerados inválidos e descartados.

Os provetes são então devidamente identificados e, caso se tratem de provetes de solo-cimento destinados a serem curados por um período de 7 dias, são colocados numa câmara húmida a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ e segundo um regime de cura A_1 , com base na Tabela 3.5 retirada da NP EN 14227-10 (2013).

Tabela 3.5 – Regimes de cura aplicáveis aos provetes de ensaio dos solos ligados com cimento antes da realização dos ensaios de compressão

Regime de cura	Período de cura (dias) a $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$				
	Cura em molde ³⁾	Cura em molde entre 90 % a 100 % de humidade	Cura em molde ou num saco plástico impermeável	Cura entre 90 % e 100 % de humidade	Cura em água
A_1	1			6	
A_2	1			27	
A_3	1			55	
A_4	1			90	
B_1	1				27
B_2					55
B_3					90
C	1			24	3
D		> 90			
E			> 90		
F_1				6	1
F_2				27	1

³⁾ Nos casos em que os provetes sejam demasiado frágeis para serem retirados dos moldes às 24 h, os provetes poderão ser conservados nos moldes até atingirem uma resistência suficiente para se proceder a essa operação.

Conforme indicado na tabela, os provetes são inicialmente guardados durante 24h na câmara ainda no molde Proctor, período durante o qual deverão endurecer de forma suficiente para serem desmoldados. Segundo a norma NP EN 13286-50, durante este período de cura inicial não pode ocorrer perda de humidade e, como tal, os moldes com os provetes foram guardados em sacos de plástico impermeável. Após a extracção dos provetes, a tabela 3.4 indica que a humidade relativa do ar envolvente deve ser mantida acima de 90% para os restantes 6 dias de cura, o que foi conseguido colocando os provetes na câmara húmida no interior de caixas de plástico fechadas, com uma lâmina de água no fundo, sem contacto directo com os provetes.

A adição de cimento ao solo tende a diminuir o teor em água final na mistura, devido ao volume de água necessário para hidratação do cimento. Além deste consumo parcial do volume de água adicionado, tornou-se evidente que existe um erro constante no teor em água real obtido face ao teor em água teórico que se pretendia alcançar na concepção de cada provete. O teor em água real é usualmente **inferior** ao teórico.

Assim, com base nos resultados experimentais anteriores, determinou-se uma aproximação ao erro verificado e, aquando da execução dos provetes de solo-cimento, tomou-se como objectivo um teor em água teórico **superior** ao valor óptimo determinado para os solos inalterados.

- Solo Saibroso

Para este solo o erro médio no teor em água obtido foi cerca de 1% inferior ao valor teórico. Como tal, executou-se os provetes de solo-cimento apontando para um teor em água de 13,1%.

Com este processo, diminui-se o erro em todas as fases de ensaio (Solo simples ensaiado a 0 dias, Solo-Cimento ensaiado sem cura e Solo-Cimento ensaiado após 7 dias de cura). No entanto, o teor em água agora obtido acabou por ser **superior** ao óptimo, indicando que a correcção foi excessiva.

Na Tabela 3.7 apresentam-se os valores de massa volúmica seca e teor em água real dos diversos provetes fabricados com solo saibroso. Note-se que todos os provetes são avaliados segundo os critérios previamente referidos neste capítulo – Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Critérios de validação de provetes de solo saibroso

Teor em água óptimo pretendido	12,1%
Teor em água apontado	13,1%
Peso volúmico máximo	17,95 kN/m ³
Desvio aceitável de teor em água	2%
Grau de compactação mínimo	95%

Tabela 3.7 – Valores de teor em água e peso volúmico obtidos e respectiva validação

	Solo inalterado	Teor em água	Peso volúmico	Diferença para o óptimo	Grau de compactação
0 dias	Provete 1	13.6%	17,29	1,5%	96,4%
	Provete 2	13.0%	17,65	0,9%	98,3%
	Provete 3	13.0%	17,47	0,9%	97,3%

	Solo-cimento	Teor em água	Peso volúmico	Diferença para o óptimo	Grau de compactação
0 dias	Provete 1.0	13.0%	18,02	0,9%	100,4%
	Provete 2.0	12.8%	17,41	0,7%	97,0%
	Provete 3.0	12.8%	17,10	0,7%	95,3%
7 dias	Provete 1.7	13.3%	17,29	1,2%	96,3%
	Provete 2.7	13.0%	17,15	0,9%	95,6%
	Provete 3.7	12.9%	17,26	0,8%	96,2%

- Solo Xistoso

Para este solo, o erro médio no teor em água obtido foi cerca de 0.4% inferior ao valor teórico. Como tal, executou-se os provetes apontando para um teor de água de 18.7%.

Com este processo, diminui-se o erro para os provetes de Solo simples e de Solo-Cimento ensaiados sem cura. Infelizmente não foi possível verificar o teor de água real dos provetes de Solo-Cimento que seriam ensaiados após 7 dias de cura pois as amostras de controlo foram contaminadas e, como tal, inutilizáveis para determinação do teor em água real ou baridade destes provetes.

Na Tabela 3.9 apresentam-se os valores de massa volúmica seca e teor em água real dos diversos provetes fabricados com solo xistoso. Note-se que todos os provetes são validados segundo critérios previamente definidos – Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Critérios de validação de provetes de solo xistoso

Teor em água óptimo pretendido	18,3%
Teor em água apontado	18,7%
Peso volúmico máximo	15,43 kN/m ³
Desvio aceitável de teor em água	2%
Grau de compactação mínimo	95%

Tabela 3.9 – Valores de teor em água e peso volúmico obtidos e respectiva validação

	Solo inalterado	Teor em água	Peso volúmico	Diferença para o óptimo	Grau de compactação
0 dias	Proвете 1	17.8%	15,11	-0,5%	97,91%
	Proвете 2	19.8%	14,69	1,5%	95,18%
	Proвете 3	19.6%	14,87	1,3%	96,38%

	Solo-cimento	Teor em água	Peso volúmico	Diferença para o óptimo	Grau de compactação
0 dias	Proвете 1.0	18.9%	14,96	0,6%	96,96%
	Proвете 2.0	18.1%	14,97	-0,2%	97,02%
	Proвете 3.0	18.2%	14,92	-0,1%	96,70%
7 dias	Proвете 1.7	-	-	-	-
	Proвете 2.7	-	-	-	-
	Proвете 3.7	-	-	-	-

3.8 Resistência Mecânica dos Solos

Para determinar a resistência mecânica dos solos originais (sem tratamento) e das misturas de solo-cimento recorreu-se a ensaios de compressão uniaxial segundo a NP EN 13286-41. A permeabilidade do solo, a durabilidade da solução e o seu impacto ambiental são características que melhor se estudam com a apreciação qualitativa que já foi efectuada.

As dimensões de cada provete foram determinadas antes de cada ensaio, contando todos os provetes com 117 ± 1 mm de altura e 102 ± 1 mm de diâmetro, o que resulta numa esbelteza de, aproximadamente, $\frac{h}{d} = 1,15$. Tal medida corresponde, segundo a norma, à classe de resistência $R_c = 2$.

Os 18 provetes foram então sujeitos a ensaios de compressão uniaxial para determinação da sua resistência mecânica (valor da tensão na rotura) e respectiva deformação. Para tal, recorreu-se a uma prensa eléctrica Zwick – Figura 3.15 – colocando os provetes cuidadosamente entre os dois pratos de carga, garantindo que os pratos se encontravam alinhados e em total contacto com ambas as superfícies planas de cada provete (previamente limpas de quaisquer materiais soltos ou estranhos) antes de iniciar o carregamento.



Figura 3.15 – Prensa eléctrica Zwick

Aplicou-se este carregamento de forma contínua e uniforme, à velocidade de 4mm/min (com a exceção dos provetes de solo-cimento xistosos com 7 dias de presa, cuja velocidade de ensaio foi 5mm/min), sendo que todos os provetes apresentaram a sua rotura entre 40 a 60 segundos após o início do ensaio (note-se que a norma exige roturas entre 30 a 60 segundos). Todos os provetes apresentaram ainda um dos perfis de rotura recomendados pela norma, indicados na Figura 3.16, com maior aproximação aos perfis do lado esquerdo da figura.

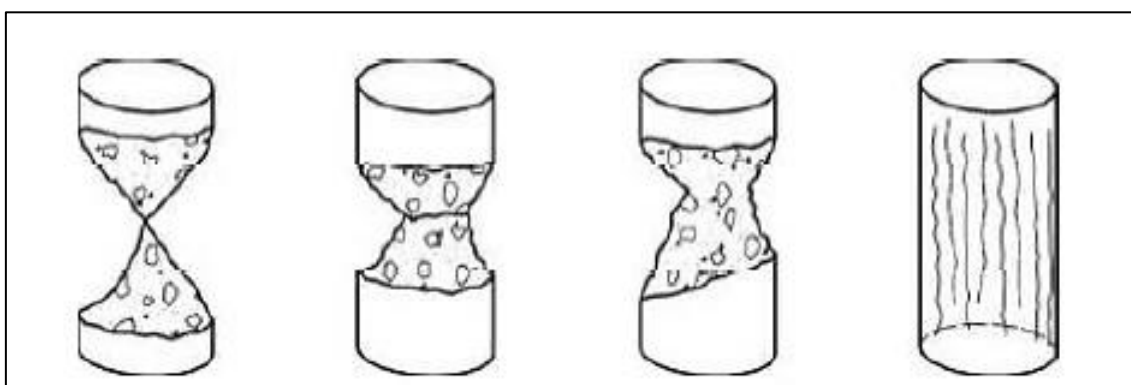
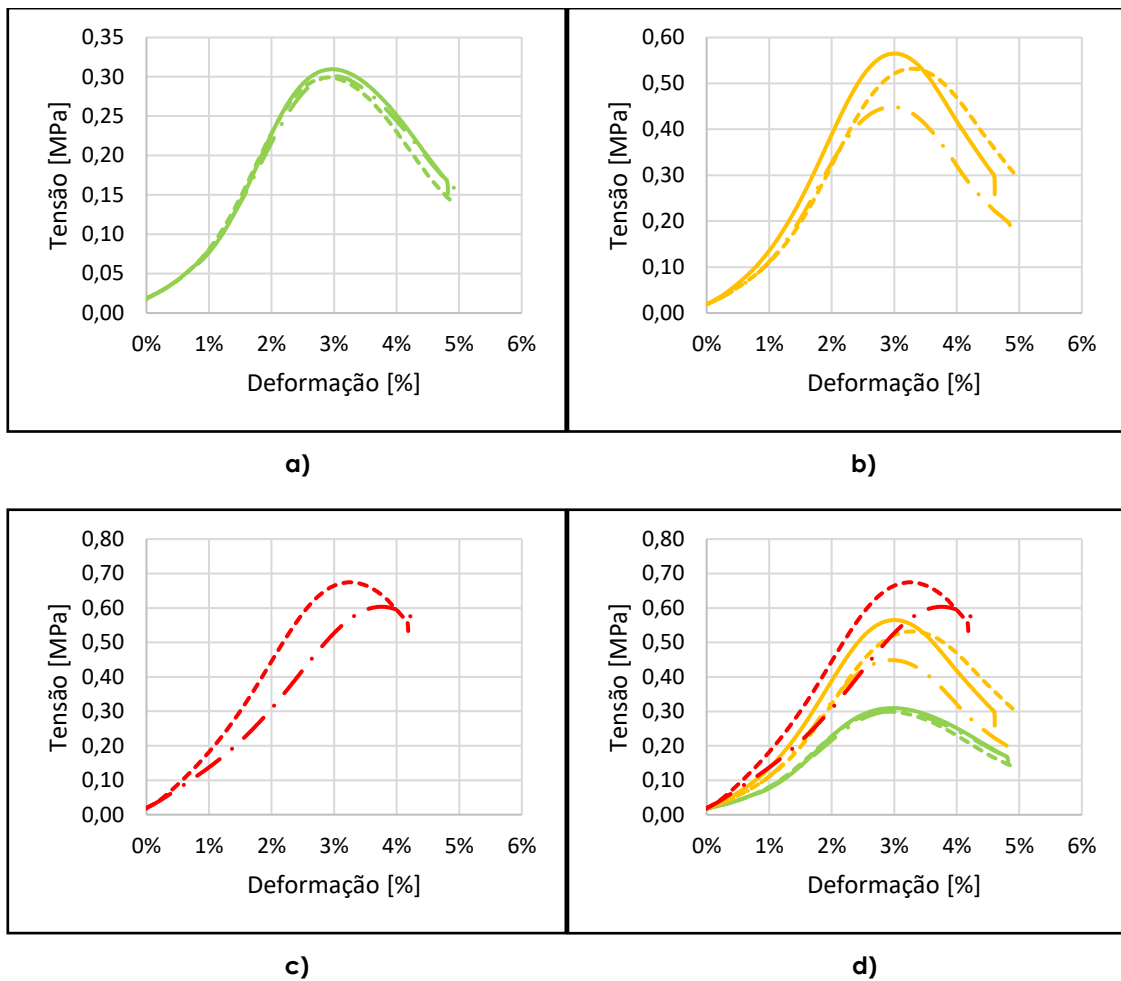


Figura 3.16 – Rupturas satisfatórias para provetes cilíndricos, NP EN 13286-41

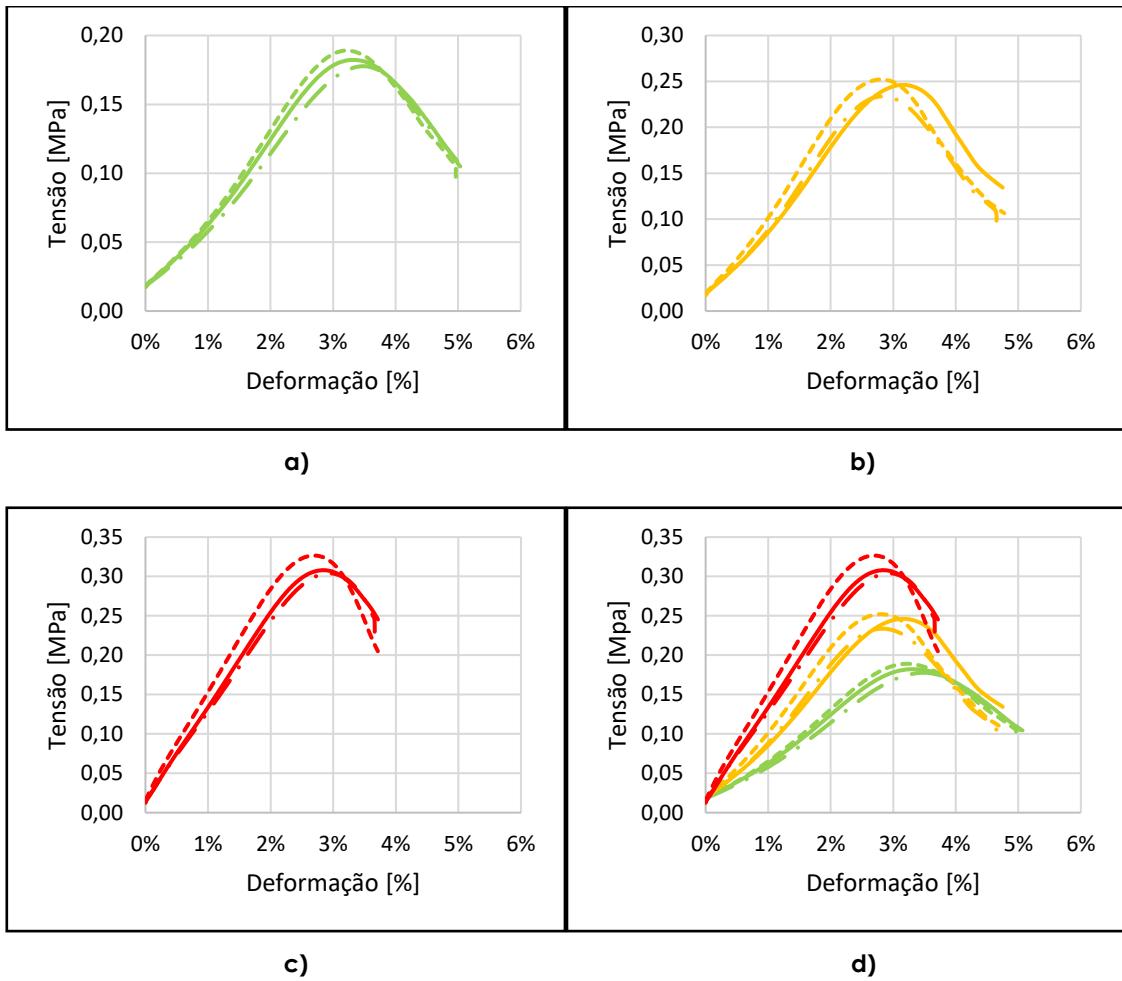
Após os ensaios obteve-se os resultados ilustrados na Figura 3.17 e Figura 3.18 (resistência à compressão, ou tensão, determinada segundo a equação A.5 em Anexo):



a) Solo simples; b) SC s/ presa; c) SC c/ 7 dias de presa; d) Comparação

Figura 3.17 – Ensaio de compressão uniaxial, solo saibro

Note-se que a falta de resultados de um provete aos 7 dias de cura deveu-se a um problema de output dos dados da prensa ZWICK. Os dados provaram-se inutilizáveis e irrecuperáveis. Naturalmente, não foi possível repetir o ensaio visto tratar-se de um ensaio destrutivo.



a) Solo simples; b) SC s/ presa; c) SC c/ 7 dias de presa; d) Comparação

Figura 3.18 – Ensaio de compressão uniaxial, solo xistoso

Capítulo 4

4 Análise dos Resultados

4.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se discutir os métodos experimentais adoptados e os respectivos resultados obtidos. Estes resultados são ainda comparados face à revisão bibliográfica efectuada no capítulo 2.2.4.

4.2 Resistência à Compressão Uniaxial

Mesmo antes de se analisar com maior detalhe os resultados, é importante referir o desvio padrão mínimo que estes apresentam, tanto a nível quantitativo como qualitativo. Todos os provetes apresentaram o mesmo perfil de ruptura recomendado pela norma, como referido anteriormente, e, analisando os gráficos obtidos, é possível verificar resultados bastante uniformes. Esta homogeneidade assegura um maior grau de confiança no estudo efectuado, sugerindo que as normas e métodos laboratoriais adoptados foram realizados com rigor.

Na Figura 4.1 apresentam-se os valores relevantes dos ensaios realizados, para ambos os solos. Estes valores encontram-se discriminados para o solo xistoso e solo saibroso na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2, respectivamente.

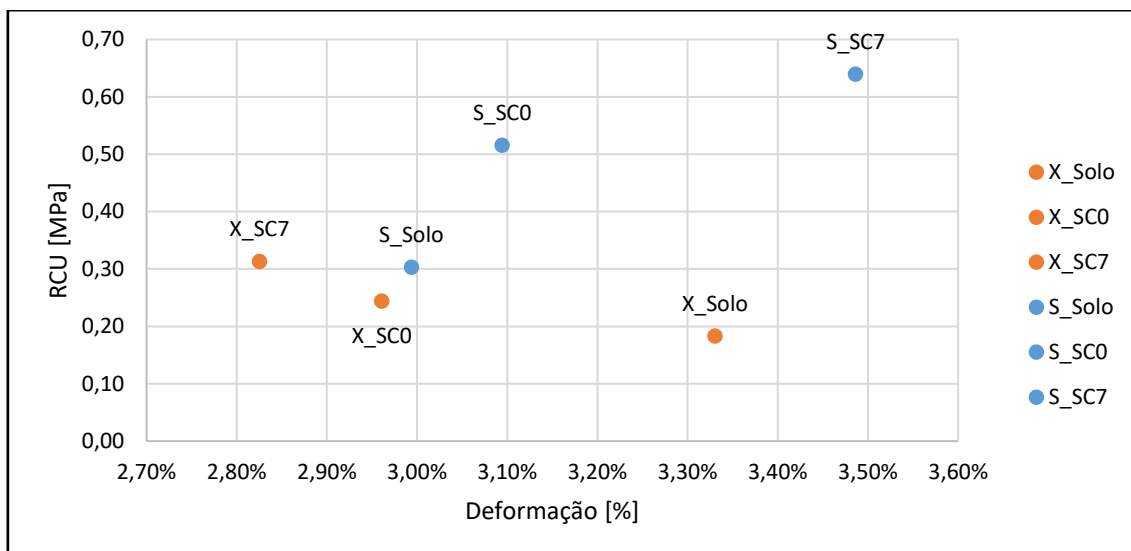


Figura 4.1 – Média dos valores máximos obtidos

Tabela 4.1 – Média dos valores máximos obtidos, Solo Xistoso

Valores médios			
	Deformação [%]	RCU [MPa]	Ganho RCU
Solo	3.33%	0.183	0%
SC0	2.96%	0.244	33%
SC7	2.83%	0.313	71%

Tabela 4.2 – Média dos valores máximos obtidos, Solo Saibroso

Valores médios			
	Deformação [%]	RCU [MPa]	Ganho RCU
Solo	2.99%	0.303	0%
SC0	3.09%	0.515	70%
SC7	3.49%	0.639	111%

Recuperando os resultados obtidos, agora apresentados na Figura 4.2 e Figura 4.3, é possível constatar um ganho significativo de resistência em ambos os solos, verificando-se inclusivamente um acréscimo de resistência logo após a adição de cimento.

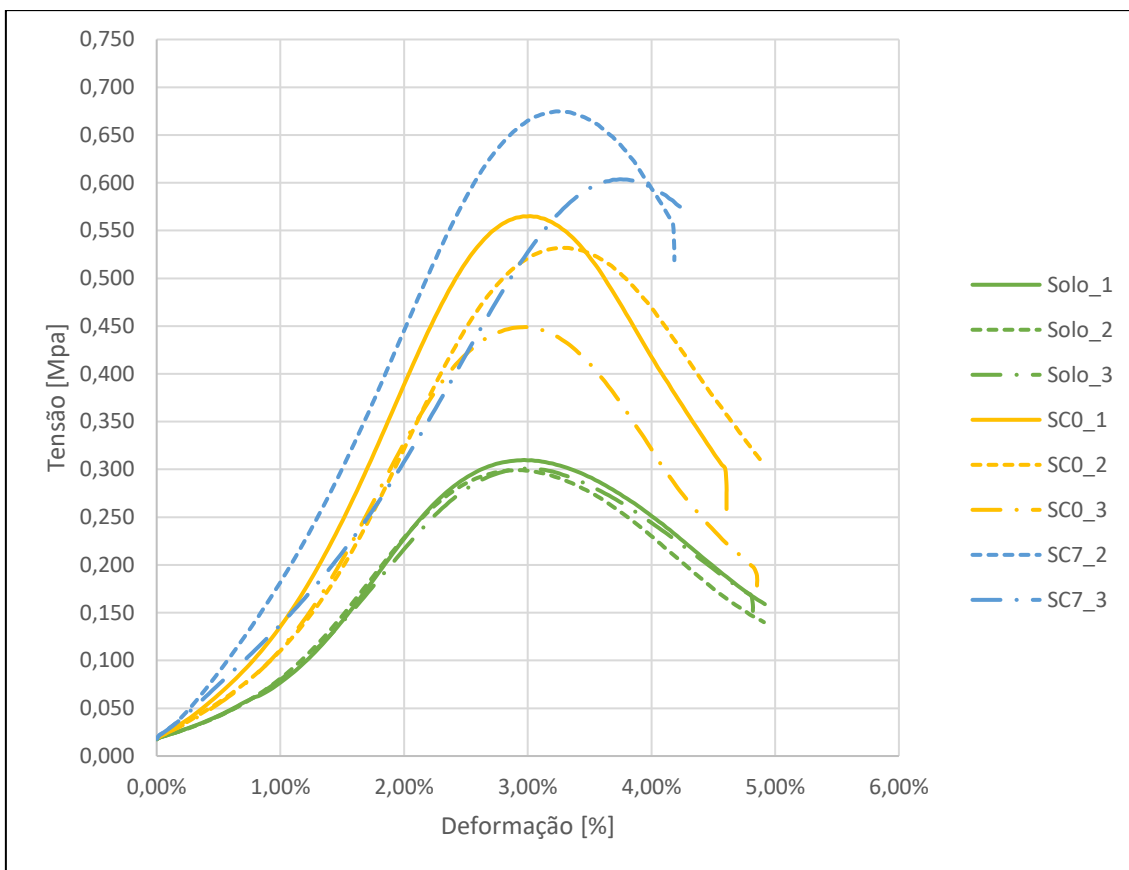


Figura 4.2 – Resultados finais, solo saibroso

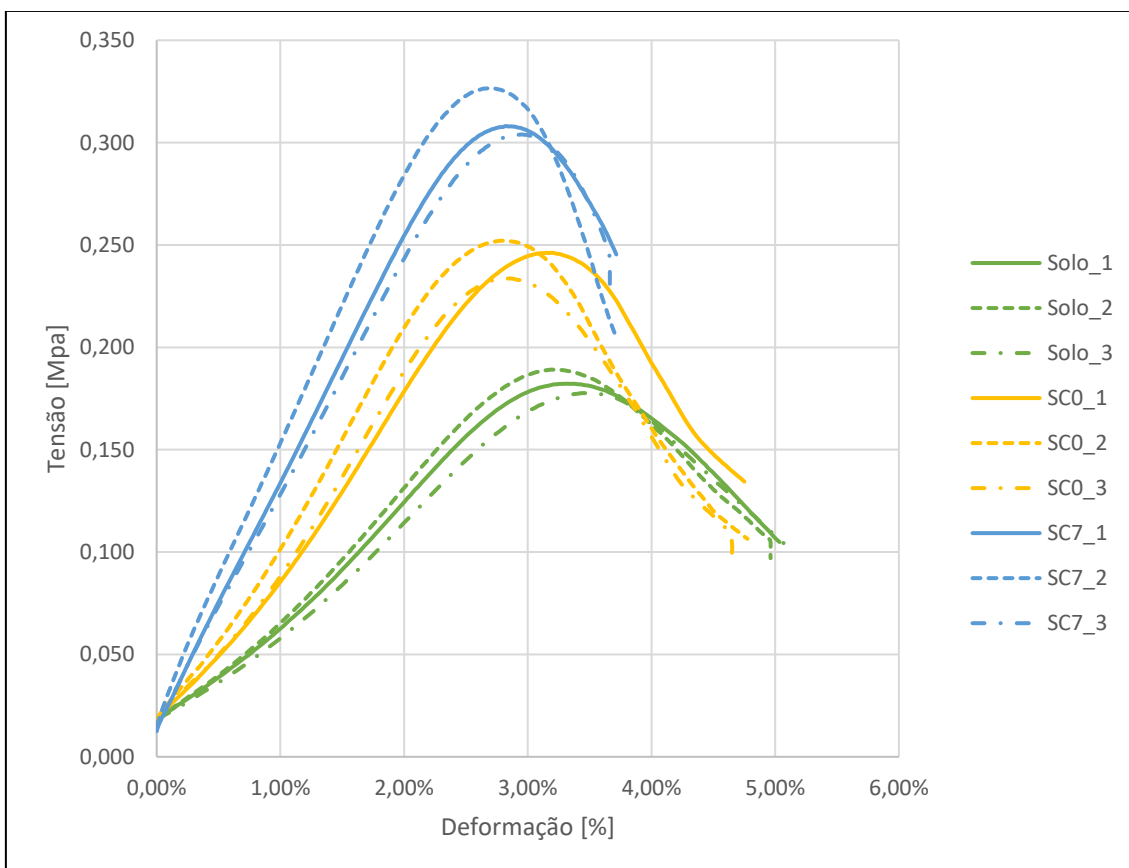


Figura 4.3 – Resultados finais, solo xistoso

Na Tabela 4.3 é possível verificar que o solo xistoso consegue uma melhoria acima dos 30% aos 0 dias de cura. No caso do solo saibroso, este consegue um ganho imediato de 70%, conforme identificado na Tabela 4.4.

Tabela 4.3 – Valores máximos, Solo Xistoso

Valores máximos		
	Deformação [%]	RCU [Mpa]
Solo_1	3.32%	0.182
Solo_2	3.18%	0.189
Solo_3	3.49%	0.178
SC0_1	3.20%	0.246
SC0_2	2.82%	0.252
SC0_3	2.86%	0.234
SC7_1	2.83%	0.308
SC7_2	2.70%	0.327
SC7_3	2.95%	0.304

Tabela 4.4 – Valores máximos, Solo Saibroso

Valores máximos		
	Deformação [%]	RCU [Mpa]
Solo_1	2.97%	0.310
Solo_2	2.99%	0.299
Solo_3	3.02%	0.301
SC0_1	3.02%	0.565
SC0_2	3.28%	0.532
SC0_3	2.99%	0.449
SC7_2	3.23%	0.675
SC7_3	3.74%	0.604

Com apenas 7 dias de cura, o solo xistoso alcança também uma melhoria de cerca de 70%. Por sua vez, no mesmo período o solo saibroso já ultrapassou o dobro da sua resistência inicial.

Esta resposta superior por parte do solo saibroso era, como referido anteriormente, expectável. No entanto, os benefícios para o solo xistoso são bastante significativos e demonstram que até um solo com piores características para este tipo de aplicação pode ser passível de tratamento com solo-cimento e ser altamente tolerante às condições de execução desta técnica. Tal verificou-se nos bons resultados qualitativos obtidos nos troços de Caminha tratados, mesmo em solo xistoso. Note-se ainda como esta técnica permite ao solo xistoso atingir valores de resistência semelhantes aos registados pelo solo saibroso inalterado (aproximadamente 0,3 MPa), gozando apenas de 7 dias de cura, mesmo tendo em conta o baixo teor de cimento utilizado.

Na Tabela 4.5 e na Tabela 4.6 apresenta-se o desvio padrão destes resultados, assim como o coeficiente de variação (CV), definido como a razão do desvio padrão pelo respectivo valor médio.

Tabela 4.5 – Desvio nos resultados obtidos, Solo Xistoso

	Desvio padrão		CV Def.	CV RCU
	Deformação	RCU [Mpa]		
Solo	0.13%	0.005	3.8%	2.6%
SC0	0.17%	0.008	5.8%	3.2%
SC7	0.10%	0.010	3.7%	3.1%

Tabela 4.6 – Desvio nos resultados obtidos, Solo Saibroso

	Desvio padrão		CV Def.	CV RCU
	Deformação	RCU [Mpa]		
Solo	0.02%	0.005	0.8%	1.6%
SC0	0.13%	0.049	4.2%	9.5%
SC7	0.26%	0.036	7.4%	5.6%

4.3 Comparação com Resultados da Bibliografia

O levantamento de vários trabalhos de investigação pertencentes à bibliografia existente sobre Solo-Cimento, efectuado no capítulo 2.2.4, permite agora fazer uma análise comparativa que sirva de crítica aos resultados obtidos neste estudo. De notar que, apesar de nenhuma investigação ser semelhante nas suas condições, materiais e metodologia adoptada ao trabalho aqui realizado, esta análise não deixa de ser interessante, particularmente quando avaliados os resultados dos ensaios para determinação da resistência à compressão simples.

No estudo conduzido por Bahar, Benazzoug e Kenai (2004) verificou-se que um solo que apresentava originalmente uma resistência de, aproximadamente, 1,1MPa, após tratamento com um teor de ligante de 4%, atingiu uma resistência à compressão de, aproximadamente, 1,5MPa, aos 7 dias de cura. Na Tabela 4.7 apresenta-se um resumo destes resultados, em comparação com os obtidos neste estudo.

Tabela 4.7 – Análise comparativa com Bahar, 2004

Bahar, 2004		
Resist. Inicial [MPa]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]
1.1	1.5	136%

Solo Xistoso			Solo Saibroso		
Resist. Inicial [MPa]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]	Resist. Inicial [MPa]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]
0.183	0.313	171%	0.303	0.639	211%

O ganho de resistência conseguido por R. Bahar, M. Benazzoug e S. Kenai é um pouco mais baixo que os ganhos de resistência alcançados neste estudo. Uma possível explicação será que, tratando-se o solo usado no estudo de Bahar et al (2004) de um solo fino (argiloso) e, como referido no capítulo 2.2, para os solos finos recomenda-se uma maior percentagem de cimento na sua estabilização, um teor de ligante tão reduzido como 4% poderá ser menos eficaz neste tipo de solo, contrariamente aos solos grosseiros usados neste estudo que, tal como indicado no capítulo 3.4, “nenhuma das amostras apresentou mais de 10% de material passado no peneiro #200 ASTM (0,075mm)”.

No estudo conduzido por Cruz (2004) verificou-se que um solo que apresentava originalmente uma resistência de, aproximadamente, 0,9MPa, após tratamento com um teor de ligante de 6%, atingiu uma resistência à compressão de, aproximadamente, 3,6MPa, aos 7 dias de cura. Na Tabela 4.8 apresenta-se um resumo destes resultados, em comparação com os obtidos neste estudo.

Tabela 4.8 – Análise comparativa com Cruz, 2004

Cruz, 2004			
Resist. Inicial [MPa]	Teor Ligante [%]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]
0.9	6	3.6	400%

Solo Xistoso				Solo Saibroso			
Resist. Inicial [MPa]	Teor Ligante [%]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]	Resist. Inicial [MPa]	Teor Ligante [%]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]
0.183	4	0.313	171%	0.303	4	0.639	211%

Aqui, o ganho de resistência é consideravelmente mais elevado que os obtidos neste estudo. A observação óbvia será que se à maior quantidade de ligante utilizada mas, para além desse factor determinante, considera-se que o solo usado, tratando-se de

um solo fabricado segundo as condições especificadas na norma E243-1971, do LNEC, terá as características indicadas para tirar maior partido do tratamento com cimento.

No estudo conduzido por Sariosseiri e Muhunthan (2009) verificou-se que um solo que apresentava originalmente uma resistência de, aproximadamente, 0,2MPa, após tratamento com um teor de ligante de 5%, atingiu uma resistência à compressão de, aproximadamente, 0,5MPa, aos 7 dias de cura. Na Tabela 4.9 apresenta-se um resumo destes resultados, em comparação com os obtidos neste estudo.

Tabela 4.9 – Análise comparativa com Sariosseiri et al, 2009

Sariosseiri, 2004			
Resist. Inicial [MPa]	Teor Ligante [%]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]
0.2	5	0.5	250%

Solo Xistoso				Solo Saibroso			
Resist. Inicial [MPa]	Teor Ligante [%]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]	Resist. Inicial [MPa]	Teor Ligante [%]	Resist. Final [MPa]	Ganho [%]
0.183	4	0.313	171%	0.303	4	0.639	211%

Aqui, os resultados da bibliografia estão muito próximos dos obtidos nesta investigação, especialmente no caso do solo saibroso. Se for tida em conta a diferença na percentagem de ligante adicionado, poderá considerar-se que apenas isso justifica que a semelhança não é ainda maior, reforçando a confiança no trabalho efectuado.

Capítulo 5

5 Conclusões

5.1 Considerações Finais

A compilação da bibliografia existente realizada neste trabalho permitiu recolher algum do conhecimento actual sobre o tema em estudo, em preparação para a avaliação dos resultados em que iria culminar o estudo experimental realizado. Esta compilação de alguns trabalhos de investigação permitiu ainda avaliar algumas propriedades complementares desta solução de estabilização de solos.

Recordando a questão a que este trabalho de investigação pretende dar resposta – “Considerando que foi utilizado um teor em água próximo do óptimo e uma reduzida dosagem de cimento de 3,5%, qual o efectivo aumento de resistência mecânica dos solos tratados?” – foi possível determinar, com rigor, o aumento de resistência conseguido e confirmar que, mesmo com um teor de cimento reduzido, ambos os solos são capazes de alcançar ganhos de resistência significativos.

No caso do objectivo secundário, que pretendia avaliar o ganho de resistência relativo entre os dois solos tratados, de forma a verificar se essa diferença justifica os trabalhos adicionais de movimentação de terras, não é possível afirmar, de forma genérica, que um solo com as (inferiores) propriedades do solo xistoso utilizado possa alcançar uma resistência tal que permita dispensar a utilização de um solo mais apropriado, como o solo saibroso proveniente de terras de empréstimo seleccionadas. Isto porque o ganho relativo entre os dois solos foi elevado, tendo o solo xistoso, aos

7 dias de cura, ainda apenas alcançado a resistência do solo saibroso sem tratamento (apenas compactado), conforme analisado no Capítulo 4. Recorde-se que, no caso de estudo observado (a obra de Caminha), a resistência do solo saibroso compactado não foi suficiente para suportar as solicitações impostas durante a prova de 2015, tendo os troços compostos por esse solo também sido sujeitos ao tratamento com cimento.

Note-se ainda que o impacto visual desta técnica é praticamente nulo e existem outras vantagens a nível ambiental, como as reduzidas emissões de CO₂ durante a execução dos trabalhos e a permeabilidade dos solos que, apesar de ser reduzida, não se compara ao efeito negativo de uma solução betuminosa.

A beneficiação de caminhos rurais através deste método construtivo constitui-se como uma solução muito válida para aplicações de carácter semelhante, onde, por exemplo, seja necessário conferir maior agilidade à obra.

O ganho de resistência alcançado em laboratório, aliado à durabilidade verificada da técnica, incitam para que esta seja considerada em outras áreas de aplicação que não apenas em vias de trânsito rural. Efectivamente, e por não se tratar de uma técnica nova, existe um portfólio considerável de obras executadas usando a técnica do solo-cimento um pouco por todo o mundo, acompanhado de uma bibliografia extensa que visa dar continuidade ao estudo e desenvolvimento da técnica.

No Brasil a técnica é utilizada com grande confiança, servindo como base ou sub-base para pavimentos flexíveis desde 1939 e é ainda muito popular como solução na construção de moradias desde 1978, empregando tijolos de solo-cimento ou mesmo executando paredes monolíticas resistentes de solo-cimento. Estes tijolos ganharam uma designação popular de “tijolos ecológicos”, justamente empregue dado que o seu fabrico dispensa a queima do tijolo, necessária para o fabrico de tijolos cerâmicos convencionais.

Em Espanha há registo de diversos parques de estacionamento para equipamento pesado, fundações de naves industriais e até pistas de trânsito para aeródromos e aeroportos executados segundo esta técnica.

Ainda que menos usual, a tecnologia é ainda empregue na construção de barragens de solo, muros de contenção ou, simplesmente, passeios e outros percursos pedestres (por exemplo, trilhos de *trekking*).

Verifica-se assim, pela panóplia de aplicações emergentes ou consolidadas, que o Solo-Cimento deve continuar a ser alvo de estudo, desenvolvimento e procura por novas aplicações, tendo sempre como base uma aplicação que possa servir como uma solução mais sustentável e ecológica.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Os estudos de desempenho permitem a determinação dos parâmetros através dos quais soluções construtivas de carácter semelhante são comparadas e avaliadas. Fora do âmbito da investigação que recai sobre soluções conhecidas, onde estes parâmetros maioritariamente estudam a forma como algumas alterações a estas soluções influenciam as suas propriedades (como é o caso do solo-cimento), os estudos de desempenho podem servir, por exemplo, para a formulação/dimensionamento de uma solução a aplicar em obra.

Entende-se assim que, além de qualquer investigação com vista a estudar novos campos de aplicação desta técnica de estabilização de solos, um trabalho de “revisão” dos próprios parâmetros de desempenho e os ensaios usados para os determinar teria elevado valor prático e teórico. Sugere-se que neste(s) trabalho(s) deveria constar:

- Uma revisão alargada dos parâmetros utilizados para classificar a resistência de um solo;
- Se os ensaios actuais e os parâmetros que pretendem determinar, emulam eficazmente os diferentes tipos de solicitações “reais” (quando a solução é empregue em obra) que podem surgir;
- Uma compilação, objectiva e actualizada, dos vários métodos de ensaio em vigor para determinação dos diferentes parâmetros de avaliação mecânica de solos, para diferentes panoramas de obra mais comuns, num único documento.

5.3 Epílogo

Apesar do carácter prático e pragmático muitas vezes associado à construção civil

nos dias de hoje, é cada vez mais importante que os engenheiros (não apenas as empresas de engenharia) retomem a mentalidade de engenho que deu nome à profissão e apresentem/pressionem soluções que se distingam não apenas no orçamento a apresentar, custos de produção ou qualidade mas, também, na inovação, desafiando-se a procurar novos métodos ou novas aplicações de métodos conhecidos que se distingam pela eficácia e pela atenção a outros valores, como o impacto ambiental e durabilidade dessas soluções.

Para a maioria das empresas de engenharia e construção civil a operar actualmente em Portugal, os próprios clientes são igualmente responsáveis por esta falta de diversificação tecnológica, exigindo recorrentemente o “mais barato”. Isto reflecte-se muitas vezes nas soluções apresentadas em concurso, onde a competitividade entre empresas é quase sempre determinada pelo orçamento em detrimento de outros factores como a qualidade e sustentabilidade da solução. No final, e para se manterem competitivas, as empresas vêm-se obrigadas a adoptar modelos de negócio e operação excessivamente exigentes, cortando em aspectos essenciais do trabalho a executar e na compensação dos seus trabalhadores. É fundamental que as empresas “eduquem” gradualmente os seus clientes para que procurem a melhor solução, a todos os níveis, e não apenas a solução mais barata (que, muitas vezes, apenas satisfaz a curto prazo). Para isto, as empresas devem alargar o seu conhecimento tecnológico de forma a se manterem capazes de suscitar interesse nos seus clientes pela inovação e não pelo preço, assim como compensar de forma meritória todas as partes envolvidas.

Recomenda-se assim que futuros trabalhos de investigação mantenham estas premissas presentes de forma a que possam apresentar novas soluções construtivas que sejam atractivas em todos os aspectos essenciais do actual paradigma socioeconómico e ambiental. As instituições de formação e de investigação têm um papel essencial no desenvolvimento das técnicas ao dispor dos engenheiros civis e na evolução da sua mentalidade, para que se aproxime da verificada entre os países mais avançados. A investigação pode e deve suscitar o interesse das empresas para soluções que apresentem vantagens para o cliente final que vão além do custo e, assim, seduzi-lo a procurar soluções mais completas.

Referências Bibliográficas

- American Concrete Institute Committee 230. (2009). *Report on Soil Cement*. Michigan: ACI
- Bahar, R., Benazzoug, M. and Kenai, S. (2004). Performance of compacted cement-stabilised soil. *Cement and Concrete Composites*, 26(7), p.811-820.
- Browne, M. (2006). *Feasibility of using a gyratory compactor to determine compaction characteristics of soil*. Master of Science, Montana State University. Montana
- Castro, E. (1970). *Estabilização de Solos*. Curso de especialização 108, LNEC, Lisboa.
- CEN (2004). EN 13286: “Test methods for the determination of the laboratory reference density and water content – Proctor compaction” – Part 2: “Unbound and hydraulically bound mixtures”. Brussels.
- CEN (2004). EN 13286: “Unbound and hydraulically bound mixtures” – Part 50: “Method for the manufacture of test specimens of hydraulically bound mixtures using Proctor equipment or vibrating table compaction”. Brussels.
- Clough, G., Rad, N., Bachus, R., e Sitar, N. (1981). Cemented sands under static loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, p. 799-817.
- Consoli, N., Cruz, R., Floss, M. and Festugato, L. (2010). Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(5), p.759-763.
- Consoli, N., Foppa, D., Festugato, L. and Heineck, K. (2007). Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), p.197-205.
- Correia, A. (1980). *Ensaio para Controlo de Terraplanagens*. Lisboa: LNEC.
- Cruz, M. (2004). *Novas Tecnologias da Aplicação de Solo-Cimento*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho.
- Dias, J. (2012). *Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Perfil de Construção. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

- Fernandes, J., Santos, J., Pinto, N. (2010). *Contribuição para o estudo da combinação de cal com cimento no tratamento de solos*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães. p.397-406.
- Gonçalves, J. (2016). *Estudo do teor em água e porosidade como parâmetros de controlo da resistência de misturas solo-cimento*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Perfil de Construção. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Ingles, G., Metcalf, B. (1972). *Soil Stabilization – Principles and Practice*. Butterworths. Melbourne.
- IPQ (2009). NP EN 12697 – Parte 30: "Preparação de provetes por compactador de impacto". Métodos de ensaio para misturas betuminosas a quente. Instituto Português da Qualidade. Caparica, Portugal.
- Kezdi, A. (1979). *Soil Physics-Selected Topics*. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, p. 160.
- Lanarch, J. (1960). Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures. *Civil Engineering and Public Works Reviews*. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905.
- LNEC (1965). NP 84 – Solos: "Determinação do teor em água". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (1966). E 195 – Solos: "Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (1966). E 196 – Solos: "Análise granulométrica". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (1966). E 197 – Solos: "Ensaio de compactação". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (1967). E 198 – Solos "Determinação do CBR". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (1969). NP 143 – Solos "Determinação dos limites de consistência". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (1974). E 304 – "Pavimentos Rodoviários. Solo-cimento". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (2003). NP EN 1008 – "Água de amassadura para betão". Lisboa: Especificações LNEC.
- LNEC (2013). NP EN 14227 – Parte 10: "Solo tratado com cimento". Misturas tratadas com ligantes hidráulicos. Lisboa: Especificações LNEC.
- Machado, J. (2015). *Análise Comparativa de Metodologias de Compactação de Solo-Cimento*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Perfil de Estruturas e Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Makusa, P. (2012). *Soil stabilization methods and materials*. p.38.

- Monte, V. (2012). *Aplicação de solo-cimento em pavimentos flexíveis*. Tese de Mestrado, Universidade do Porto. Porto.
- Nascimento, Ú. (1970). *Estabilização de Solos*. Curso de especialização 108, LNEC, Lisboa.
- Pakbaz, M. and Alipour, R. (2012). Influence of cement addition on the geotechnical properties of an Iranian clay. *Applied Clay Science*, 67-68, p.1-4.
- Santos, J. (2008). *Compactação, Elementos Teóricos*, 8.1 – Determinação do Teor em Água, pp.13-14. Obras Geotécnicas, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura. Instituto Superior Técnico.
- Sariosseiri, F. and Muhunthan, B. (2009). Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Engineering Geology*, 104(1-2), p.119-125.
- Sherwood, P. (1993). Soil stabilization with cement and lime. *State of the Art Review*. Londres.
- Silva, J. (2016). *Estudo comparativo de diversas técnicas de compactação laboratorial e suas implicações*. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Especialização em Construção Urbana. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.
- Vitali, O. (2008). *Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Perfil de Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Winterkorn, F. (1975). *Soil Stabilization*. Van Nostrand Reinhold Company. Nova Iorque.

Anexo A

A.1 Expressões

ΔV_a – Volume de água a adicionar, em *ml*:

$$\Delta V_a = W_i * \frac{\omega - \omega_n}{1 + \omega_n} [ml] \quad (A.1)$$

Onde,

W_i – *Peso total da amostra de solo inicial [g]*;

ω – *Teor em água óptimo/pretendido*;

ω_n – *Teor em água natural do solo*.

Nota: Os teores em água devem ser introduzidos na forma decimal.

ω – Teor em água, em percentagem:

$$\omega = \frac{W_{C+SH} - W_{C+SS}}{W_{C+SS} - W_C} * 100 [\%] \quad (A.2)$$

Onde,

W_{C+SH} – *Peso do conjunto "Cápsula + Solo Húmido" [g]*;

W_{C+SS} – *Peso do conjunto "Cápsula + Solo Seco" [g]*;

W_C – *Peso da cápsula [g]*.

ρ_{seca} – Massa Volúmica Seca, em g/cm^3 :

$$\rho_{seca} = \frac{100 * \frac{W_{SH}}{V_{molde}}}{100 + \omega_n} [g/cm^3] \quad (A.3)$$

Onde,

W_{SH} – *Peso do solo húmido* [g];

V_{molde} – *Volume do molde Proctor* [cm³];

ω_n – *Teor em água natural do solo*.

$\%_C$ – Grau de compactação, em percentagem:

$$\%_C = \frac{\rho_{obtido}}{\rho_{máx}} [\%] \quad (A.4)$$

Onde,

ρ_{obtido} – *Massa volúmica obtida para esse ponto* [g/cm³];

$\rho_{máx}$ – *Massa volúmica máxima determinada* [g/cm³].

RCU – Resistência à Compressão Uniaxial, em MPa:

$$RCU = \frac{F}{\phi_T} [MPa] \quad (A.5)$$

Onde,

F – *Força aplicada nesse instante sobre o provete* [N];

ϕ_T – Secção transversal do provete [mm^2].

E – Energia de compactação, em Pa :

$$E = \frac{n * N * P * h}{V} [Pa] \quad (A.6)$$

Onde,

n – Número de camadas;

N – Número de pancadas por camada;

P – Peso do pilão [N];

h – Altura de queda [m];

V – Volume do molde [m^3].

CBR – California Bearing Ratio, em %:

$$CBR = 100 * \frac{m}{F} [\%] \quad (A.7)$$

Onde,

m – Massa do tabuleiro [g];

F – Força aplicada em provete normalizado, para valor de penetração [kgf].

R_{it} – Resistência à tracção indirecta, em MPa :

$$R_{it} = \frac{2F}{\pi.H.D} [MPa] \quad (A.8)$$

Onde,

F – Força máxima aplicada [N];

H – Comprimento do provete [mm];

D – Diâmetro do provete [mm].

R_c – Resistência à compressão, em MPa:

$$R_c = \frac{F}{A_c} [MPa] \quad (A.9)$$

Onde,

F – Força máxima aplicada [N];

A_c – Secção transversal do provete ensaiado [mm²].

V_v e V_c – Volume de vazios e Volume de cimento, em cm³:

$$V_v = \eta * V \quad (A.10)$$

$$V_c = \frac{C * M_{soloseco}}{\gamma_c} \quad (A.11)$$

Onde,

η – é a porosidade do solo-cimento compactado;

V – é o volume do provete [cm³];


C – é o teor de cimento da mistura de solo-cimento [%];

$M_{soloseco}$ – é a massa de solo seco [g];

γ_c – é a massa volúmica do cimento [g/cm^3].

Anexo B

B.1 Ficha Técnica – Cimento



FICHA TÉCNICA

Cimento Portland de Calcário
CEM II/B-L 32,5 N

CE
EN 197-1 0856

► **Constituintes**

65% ≤ Clinquer ≤ 79%
21% ≤ Calcário ≤ 35%
Sulfato de cálcio regulador de presa

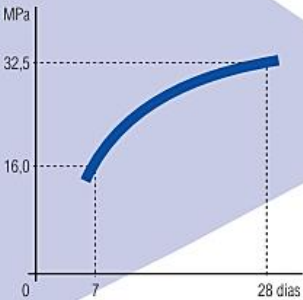
► **Características**

► **Químicas**
Sulfatos (SO_3) ≤ 3,5%
Cloretos (Cl) ≤ 0,10%

► **Físicas**
Início de presa (min) ≥ 75
Expansibilidade (mm) ≤ 10

► **Mecânicas**
Resistência à compressão
Valores mínimos
7 dias: 16,0 MPa
28 dias: 32,5 MPa


Resistência mecânica à compressão
Curva de crescimento mínimo



► **Propriedades especiais do betão fabricado com este cimento**

- Desenvolvimento lento das resistências iniciais
- Progressão gradual das resistências até 28 dias
- Elevada trabalhabilidade em argamassas e em betões mesmo com baixa relação água/cimento

Cimento Portland de Calcário
CEM II/B-L 32,5 N



Utilizações recomendadas

- ▶ **Betão armado**
Indicado principalmente para as classes de resistência C12/15 a C25/30
- ▶ **Pré-fabricação**
Elementos estruturais em betão armado sem exigências mecânicas significativas
Artefactos e outros elementos em betão simples
- ▶ **Betonagem de grandes massas**
- ▶ **Betão simples de uso geral em fundações e elevações**
- ▶ **Argamassas de todos os tipos**
- ▶ **Solo cimento**

Precauções na aplicação

- ▶ Respeitar as dosagens de cimento mínimas e as relações água/cimento máximas normativas
- ▶ Assegurar uma cura e proteção adequadas de acordo com as disposições normativas
- ▶ Não retirar cofragem nem remover escoramento antes do betão ter a resistência suficiente
- ▶ Em ambientes agressivos seguir estritamente as recomendações normativas e os textos técnicos sobre o assunto

Contraindicações

- ▶ Betonagem sob temperaturas baixas

Acondicionamento



Paleta platificada - Tara perdida
72 Sacos de 25 kg – 1800 kg



Pacotão
71 Sacos de 25 kg – 1775 kg

Camião de 25 toneladas com meios de descarga próprios devidamente selado



Granel
25 toneladas

Ambiente e Segurança

- ▶ Usar vestuário de proteção, luvas e equipamento protetor para a vista/face adequados
- ▶ Quando ensacado contém redutor de crómio (VI). O seu período de validade é de dois meses após a data de ensacagem, sempre que se respeitem as condições de armazenagem mencionadas no saco
- ▶ A produção deste cimento representa uma diminuição das emissões de CO₂ para a atmosfera
- ▶ Para mais informações, consulte a Ficha de Dados de Segurança, disponível em www.cimpor-portugal.pt



uma empresa  InterCement

SERVIÇO COMERCIAL
Rua Alexandre Heróclano, 35 - 1250-009 LISBOA
Tel.: (+351) 21 311 81 00 - Fax: (+351) 21 311 82 21

SERVIÇO TÉCNICO-COMERCIAL
Rua Alexandre Heróclano, 35 - 1250-009 LISBOA
Tel.: (+351) 21 311 81 00 - Fax: (+351) 21 311 82 21

SERVIÇO DE CONTROLO DE VENDAS E CRÉDITO
Av. António Duarte - S. Pedro Fino - 4425-504 MAIA
Tel.: (+351) 22 968 80 00 - Fax: (+351) 22 967 18 38
www.cimpor-portugal.pt
DoCommercial@cimpor.com

FT 05_2014/01

Figura B.1 – Ficha técnica cimento Portland CEM II/B-L 32,5N

Anexo C

C.1 Análise granulométrica

Tabela C.1.1 – Análise granulométrica da Amostra 1, Solo Xistoso

	Peneiro ASTM [mm]	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção retida no peneiro #10 (material grosso)	76.1		0.0	0.0	100.0
	50.8		0.0	0.0	100.0
	38.1	0	0.0	0.0	100.0
	25.4	241.43	6.0	6.0	94.0
	19	364.11	9.1	15.2	84.8
	9.51	1051.13	26.3	41.5	58.5
	4.76 (#4)	434.23	10.9	52.4	47.6
	2 (#10)	407.39	10.2	62.6	37.4
	Total	2498.29			
	Erro	0.02%			
	Peneiro ASTM	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção passada no peneiro #10 (material fino)	#20	84.03	20.9	20.9	16.5
	#40	60.02	14.9	35.8	1.6
	#60	3.2	0.8	36.6	0.8
	#140	1.69	0.4	37.0	0.4
	#200	0.04	0.0	37.0	0.4
	Refugo	0.03	0.0	37.1	0.4
	Total	149.01			
	Erro	0.99%			

Tabela C.1.2 – Análise granulométrica da Amostra 2, Solo Xistoso

	Peneiro ASTM [mm]	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção retida no peneiro #10 (material grosso)	76.1		0.0	0.0	100.0
	50.8		0.0	0.0	100.0
	38.1	0	0.0	0.0	100.0
	25.4	174.2	4.1	4.1	95.9
	19	360.4	8.5	12.6	87.4
	9.51	516.24	12.1	24.7	75.3
	4.76 (#4)	537.49	12.6	37.3	62.7
	2 (#10)	368.17	8.7	46.0	54.0
	Total	1956.5			
	Erro	-0.03%			
	Peneiro ASTM	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção passada no peneiro #10 (material fino)	#20	21.56	7.8	7.8	46.3
	#40	24.96	9.0	16.7	37.3
	#60	12.88	4.6	21.4	32.7
	#140	39.06	14.1	35.4	18.6
	#200	24.55	8.8	44.3	9.8
	Refugo	26.75	9.6	53.9	0.1
	Total	149.76			
	Erro	0.26%			

Tabela C.1.3 – Análise granulométrica da Amostra 3, Solo Xistoso

	Peneiro	Massa	Retido	Retido	Passado
	ASTM	retida		acumulado	acumulado
	[mm]	[g]	[%]	[%]	[%]
Fracção retida no peneiro #10 (material grosso)	76.1		0.0	0.0	100.0
	50.8		0.0	0.0	100.0
	38.1		0.0	0.0	100.0
	25.4	0	0.0	0.0	100.0
	19	225.8	8.8	8.8	91.2
	9.51	645.82	25.1	33.9	66.1
	4.76 (#4)	456.59	17.8	51.7	48.3
	2 (#10)	13.23	0.5	52.2	47.8
	Total	1341.44			
	Erro	-0.02%			
Fracção passada no peneiro #10 (material fino)	Peneiro	Massa	Retido	Retido	Passado
	ASTM	retida		acumulado	acumulado
		[g]	[%]	[%]	[%]
	#20	33.54	10.7	10.7	37.1
	#40	30.06	9.6	20.4	27.4
	#60	36.54	11.7	32.1	15.7
	#140	47.64	15.3	47.3	0.5
	#200	0.43	0.1	47.5	0.3
	Refugo	0.93	0.3	47.8	0.0
	Total	149.14			
	Erro	0.05%			

Tabela C.1.4 – Análise granulométrica da Amostra 1, Solo Saibroso

	Peneiro	Massa	Retido	Retido	Passado
	ASTM	retida		acumulado	acumulado
	[mm]	[g]	[%]	[%]	[%]
Fracção retida no peneiro #10 (material grosso)	76.1		0.0	0.0	100.0
	50.8		0.0	0.0	100.0
	38.1	0	0.0	0.0	100.0
	25.4	27.01	0.7	0.7	99.3
	19	9.88	0.2	0.9	99.1
	9.51	139.38	3.5	4.4	95.6
	4.76 (#4)	376.06	9.3	13.7	86.3
	2 (#10)	820.99	20.3	34.0	66.0
	Total	1373.32			
	Erro	-0.09%			
Fracção passada no peneiro #10 (material fino)	Peneiro	Massa	Retido	Retido	Passado
	ASTM	retida		acumulado	acumulado
		[g]	[%]	[%]	[%]
	#20	56.63	24.6	24.6	41.4
	#40	43.98	19.1	43.7	22.3
	#60	19.8	8.6	52.3	13.7
	#140	25.83	11.2	63.5	2.5
	#200	4.22	1.8	65.3	0.7
	Refugo	0.84	0.4	65.7	0.3
	Total	151.3			
	Erro	0.50%			

Tabela C.1.5 – Análise granulométrica da Amostra 2, Solo Saibroso

	Peneiro ASTM [mm]	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção retida no peneiro #10 (material grosso)	76.1		0.0	0.0	100.0
	50.8		0.0	0.0	100.0
	38.1	0	0.0	0.0	100.0
	25.4	80.82	2.1	2.1	97.9
	19	123.79	3.2	5.4	94.6
	9.51	266.8	7.0	12.3	87.7
	4.76 (#4)	404.88	10.6	22.9	77.1
	2 (#10)	744.49	19.5	42.4	57.6
	Total	1620.78			
	Erro	0.03%			
	Peneiro ASTM	Massa retida [g]	Retido [%]	Retido acumulado [%]	Passado acumulado [%]
Fracção passada no peneiro #10 (material fino)	#20	50.74	19.5	19.5	38.1
	#40	41.9	16.1	35.6	22.0
	#60	18.93	7.3	42.8	14.8
	#140	24.92	9.6	52.4	5.2
	#200	7.69	3.0	55.3	2.2
	Refugo	5.46	2.1	57.4	0.2
	Total	149.64			
	Erro	0.27%			

C.2 Ensaaios de Compactação de Solo

C.2.1 Compactação manual leve em molde pequeno

Metodologia de trabalho:

- Com o auxílio do repartidor, retira-se uma amostra representativa do solo a ensaiar com cerca de 2,00kg;
- A amostra é colocada na estufa por um período mínimo de 24h a $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$;
- Calcula-se o volume de água a adicionar segundo a equação A.1 em Anexo, considerando um teor de humidade natural nulo para a amostra seca em estufa;
- Retira-se a amostra da estufa e, num tabuleiro de dimensões apropriadas à temperatura ambiente, adiciona-se de imediato o volume de água calculado, misturando até se obter uma mistura homogénea;
- A amostra é então dividida, ainda no tabuleiro, em **três partes** iguais;
- Dispõe-se cuidadosamente uma das partes no molde pequeno Proctor e procede-se a compactar essa primeira camada de solo com 25 pancadas do **pilão leve**, num movimento circular pelo interior do molde;
- Procede-se da mesma forma para as restantes duas camadas;
- Finalizada a compactação, retira-se cuidadosamente a alonga e rasa-se o topo do molde, preenchendo as concavidades que se possam formar com o auxílio de uma espátula;
- Conhecendo o peso e volume original do molde, pesa-se de imediato o molde com o solo húmido e calcula-se o valor da massa de solo húmido compactado (provete) e a sua massa volúmica;
- Com o auxílio do extractor de provetes extrai-se o provete do molde e recolhem-se três porções de solo do interior do provete, a cerca de 2cm

de cada topo;

- Estas porções são individualmente colocadas em cápsulas identificadas de massa conhecida, pesadas e registadas como “conjunto cápsula e solo húmido” e colocadas na estufa por um período mínimo de 24h a $105 \pm 5^\circ\text{C}$;
- Findo o período de secagem, as cápsulas são retiradas da estufa e novamente pesadas, de forma a calcular o teor em água médio e massa volúmica seca do respectivo provete – equações A.2 e A.3 em Anexo;
- Este processo foi repetido para execução de mais cinco provetes, num total de seis pontos com volume de água adicionada equidistantes (50ml) entre 250ml e 500ml.

C.2.2 Compactação manual pesada em molde pequeno (Proctor modificado)

Este método seguiu uma sequência de trabalhos semelhante à descrita anteriormente, com as seguintes excepções:

- O cordão de solo, depois de seco, foi dividido em **cinco partes iguais**. Existem assim 5 camadas a compactar, por provete, e a cada uma foram aplicadas as mesmas 25 pancadas (incrementando em 50 o total de pancadas);
- Foi utilizado o **pilão pesado**;
- Os volumes de água adicionada escolhidos variaram entre 200ml e 450ml, mantendo o mesmo número de pontos e intervalo de volume de água adicionada (50ml).